

ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL
DE UM MODELO DINÂMICO
DA PONTE FERROVIÁRIA DE ANTUÃ

ANDRÉ MÁRIO DIAS SANFINS DOS SANTOS

Dissertação submetida ao Instituto Superior de Engenharia do Porto
para obtenção do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL - ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

JULHO 2014

*Aos meus pais, Alfredo e Rosário,
à minha esposa Sofia, e aos meus filhos, Inês e João.*

RESUMO

O principal objetivo desta dissertação prende-se com a análise numérica e experimental do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária, do ponto de vista da modelação numérica, calibração e validação experimental.

Neste contexto são apresentados alguns fundamentos teóricos a ter em conta nestes domínios, visando uma melhor compreensão dos fenómenos existentes no comportamento dinâmico de pontes ferroviárias quando sujeitas ao tráfego. Também são descritos os ensaios dinâmicos existentes com vista a identificação de parâmetros modais das estruturas, as técnicas de identificação modal, bem como a sistematização de procedimentos com vista à calibração de modelos numéricos de elementos finitos com recurso a técnicas de otimização iterativas, em particular, os algoritmos genéticos.

O caso de estudo teve como foco a ponte de Antuã, uma ponte de tabuleiro misto constituída por quatro tramos simplesmente apoiados de pequeno vão, localizada no troço ferroviário da linha do Norte ao km 286+864, que liga as cidades de Lisboa e Porto.

Para o efeito foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional de elementos finitos, que inclui modelação da via-férrea, no programa ANSYS.

De forma a calibrar o modelo numérico foi realizado um ensaio dinâmico de vibração ambiental, onde foram identificadas as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento de seis modos de vibração por aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD), com recurso ao programa ARTeMIS.

Os parâmetros modais serviram de referência para a calibração do modelo numérico, que através de um processo de otimização iterativo, com recurso a um algoritmo genético, teve em vista a minimização dos desvios numéricos e experimentais. A metodologia computacional do processo de otimização incluiu a utilização de três programas: ANSYS, MatLab e OptiSLang. A correspondência entre os modos de vibração foi realizada com recurso ao critério energético de garantia modal (EMAC).

A validação experimental do modelo numérico calibrado foi realizada com base na comparação dos resultados obtidos a partir do ensaio dinâmico para a passagem de tráfego ferroviário e os resultados numéricos, obtidos através de uma análise dinâmica com base numa metodologia de cargas móveis e uma metodologia com interação ponte-comboio. As análises dinâmicas foram realizadas com recurso à ferramenta computacional TBI-Train Bridge Interaction.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is concerned to the numerical and experimental analysis of the dynamic behavior of a railway bridge, in terms of numerical modeling, calibration and experimental validation.

Some theoretical aspects related to dynamic behavior of railway bridges under traffic, dynamic testing and modal identification techniques, as well as the systematization of the calibration procedures of finite element numerical models by iterative techniques using genetic algorithms are presented.

The case study is focused on Antuã bridge, a short span railway bridge with four simply supported spans, located at km 286+864 in Northern Line of the Portuguese railways, which connects Lisbon to Porto.

For this purpose a three-dimensional finite element numerical model including the railway track, was developed on ANSYS software.

In order to calibrate the numerical model, an ambient vibration test, which allows identifying the natural frequencies, the modal configurations and damping coefficients of six modes of vibration, was performed, by applying the Enhanced Frequency Decomposition method (EFDD) using ARTEMIS software.

The modal parameters were the reference for the calibration of the numerical model, which through a process of iterative optimization, using a genetic algorithm, allows minimizing the numerical and experimental deviations. The computational methodology of optimization involved the use of three softwares: ANSYS, MatLab and OptiSLang. The correspondence between the numerical and experimental vibration modes was performed using the energy modal assurance criterion (EMAC).

The experimental validation of the calibrated numerical model was based on the comparison between the results obtained from a dynamic test under railway traffic and the numerical results from a dynamic analysis based on a moving loads methodology and a train-bridge interaction methodology. The dynamic analyzes were performed using the computational tool TBI Train -Bridge Interaction.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é o culminar de um projeto que agarrei como um desafio e uma aposta para a minha formação académica. Ao longo desta jornada tive momentos de desalento e desânimo, mas também de alegria e de conquista. Em todos estes momentos estiveram presentes todos aqueles que tanto contribuíram para o concretizar deste trabalho, e a quem quero manifestar o meu profundo e sincero agradecimento, nomeadamente:

- Ao meu orientador, Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro, pela forma dedicada que partilhou os ensinamentos e conhecimentos transmitidos, pela oportunidade, motivação e disponibilidade sempre presentes ao longo de todo o desenvolvimento deste trabalho. Quero também expressar o meu agradecimento pelas manifestações de apoio e amizade demonstradas ao longo do meu percurso académico no ISEP.
- Ao Professor Paulo Guedes, responsável pelo LEST - Laboratório de Estruturas do ISEP, pela disponibilidade do material necessário para a realização dos ensaios dinâmicos.
- Ao Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada da FEUP, pela pronta disponibilização da informação essencial para o arranque dos trabalhos e pela agilização das condições necessárias para a execução dos ensaios dinâmicos com a REFER, fundamentais para a concretização deste trabalho.
- Agradeço ao LESE - Laboratório de Engenharia Sísmica Estrutural - da FEUP, pela disponibilidade das instalações e equipamentos, bem como aos seus colaboradores pelo amável acolhimento e permanente disponibilidade com que me receberam aquando da fase dos ensaios dinâmicos.
- À REFER pelas facilidades concedidas na realização dos ensaios dinâmicos e ao Sr. Mário Berardo pelo acompanhamento nas campanhas experimentais;
- Agradeço a todos os colegas do ISEP que me acompanharam neste percurso, pela amizade, camaradagem e partilha de aspirações e expectativas.
- À minha esposa, Sofia, por todo o amor e apoio incondicional, e pela compreensão nos momentos em que estive mais ausente.
- Agradeço à minha irmã pela sua disponibilidade e amizade, e por me ter sempre incitado a ser mais disciplinado e ambicioso.
- Quero agradecer à minha mãe que, através do seu exemplo de amor e coragem, me deu força e carinho ao longo de toda a minha vida.
- E por último, mas não menos importante, um muito OBRIGADO ao meu pai que, ao longo da sua vida me transmitiu ensinamentos que não vem nos livros ou manuais, e que fazem de mim o homem que sou hoje. Agradeço ao meu pai, que sempre lutou e me incitou a olhar para mais longe e a concretizar os meus objetivos e que, não me podendo dar um abraço apertado neste momento por já não estar entre nós, sei que onde ele está, está a olhar por e para mim e fá-lo com orgulho. Obrigado PAI.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	V
ABSTRACT	VII
AGRADECIMENTOS	IX
ÍNDICE GERAL	XI
1. INTRODUÇÃO	
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES	6
1.3. OBJETIVOS E CONTEÚDOS DA TESE	16
2. MODELAÇÃO E METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	
2.1. INTRODUÇÃO	19
2.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	20
2.2.1. Modelação do subsistema ponte-via.....	20
2.2.2. Modelação do subsistema comboio.....	23
2.3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	26
2.3.1. Equação de equilíbrio dinâmico	26
2.3.2. Resolução da equação de equilíbrio dinâmico	27
2.3.3. Metodologia de cargas móveis.....	29
2.3.4. Metodologia com interação ponte-comboio.....	31
2.4. APLICAÇÃO COMPUTACIONAL TBI.....	34
2.4.1. Arquitetura do programa	34
2.4.2. Novas implementações no programa TBI	38
3. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS	
3.1. INTRODUÇÃO	43
3.2. NOÇÕES GERAIS	44
3.3. ENSAIOS DINÂMICOS	47
3.3.1. Ensaio de vibração forçada	48
3.3.2. Ensaio de vibração livre	49
3.3.3. Ensaio de vibração ambiental.....	49
3.3.4. Ensaio sob ação de tráfego ferroviário	52

3.4. IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA	53
3.4.1. Versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência – EFDD.....	53
4. CALIBRAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS DE ELEMENTOS FINITOS	
4.1. INTRODUÇÃO.....	57
4.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	59
4.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	59
4.4. TÉCNICAS DE EMPARELHAMENTO DE MODOS DE VIBRAÇÃO	61
4.4.1. Critério de garantia modal – MAC	61
4.4.2. Critério energético de garantia modal - EMAC	63
4.5. OTIMIZAÇÃO	65
4.5.1. Algoritmos genéticos	67
4.6. METODOLOGIA COMPUTACIONAL DO PROCESSO DE CALIBRAÇÃO	74
5. MODELAÇÃO NUMÉRICA E IDENTIFICAÇÃO MODAL DA PONTE DE ANTUÃ	
5.1. INTRODUÇÃO.....	77
5.2. DESCRIÇÃO DA PONTE DE ANTUÃ.....	78
5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA	81
5.3.1. Modelação do tabuleiro.....	83
5.3.2. Modelação da via-férrea	86
5.3.3. Ligação entre elementos	90
5.3.4. Aparelhos de apoio	91
5.3.5. Validação do modelo numérico	95
5.4. PARÂMETROS MODAIS.....	96
5.5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PRELIMINAR.....	99
5.5.1. Influência da inclusão da via-férrea	99
5.5.2. Influência da modelação do balastro.....	101
5.6. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL.....	103
5.6.1. Planeamento e preparação do ensaio	103
5.6.2. Identificação dos parâmetros modais.....	109
5.7. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS.....	115

6. CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO NUMÉRICO DA PONTE DE ANTUÃ	
6.1. INTRODUÇÃO	119
6.2. CRITÉRIO DE EMPARELHAMENTO DE MODOS.....	120
6.2.1. Parâmetro MAC	120
6.2.2. Parâmetro EMAC.....	121
6.3. PARAMETRIZAÇÃO DO PROBLEMA	124
6.3.1. Parâmetros de massa	124
6.3.2. Parâmetros de rigidez	125
6.4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE GLOBAL	127
6.5. OTIMIZAÇÃO	131
6.6. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS ANTES E APÓS A CALIBRAÇÃO.....	137
7. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO NUMÉRICO DA PONTE DE ANTUÃ	
7.1. INTRODUÇÃO	143
7.2. ENSAIO DINÂMICO SOB AÇÃO DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO	144
7.2.1. Medição de deslocamentos.....	145
7.2.2. Medição de Acelerações.....	145
7.2.3. Resultados	146
7.3. AVALIAÇÃO DOS COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO.....	151
7.4. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL	154
7.4.1. Modelo numérico nas condições de ensaio	154
7.4.2. Análises dinâmicas.....	155
7.4.3. Validação em deslocamentos	155
7.4.4. Validação em acelerações	158
8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	
8.1. CONCLUSÕES	163
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	170
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	171
ANEXOS	

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A globalização da economia tem estimulado o crescimento do mercado internacional de transporte, possibilitando cada vez uma maior proximidade entre os países e o aumento da mobilidade de pessoas, bens e serviços. Se na segunda metade do século passado o setor automóvel e o aeronáutico observaram uma forte expansão, com a entrada no novo século é o setor ferroviário que se revitaliza como um fator diferenciador. A competitividade do transporte ferroviário, em particular o da alta velocidade, comparativamente ao transporte aéreo ou rodoviário, está associada às baixas emissões de gases poluentes para a atmosfera, à poupança nos combustíveis, aos menores custos de transporte, à segurança e ao conforto dos passageiros, e naturalmente à velocidade que atingem originando por isso menores tempos de viagem. Assim a alta velocidade apresenta-se como um dos vetores estratégicos para o desenvolvimento sustentável das cidades modernas, quer a nível do crescimento económico quer no seu desenvolvimento social.

Foi no Japão, em 1964, que surgiu a primeira linha ferroviária de alta velocidade, ligando Tóquio a Osaka, operando inicialmente à velocidade de 210 km/h. Um pouco mais tarde na Europa, mais concretamente em França em 1981, nasceu a primeira linha com estas características, ligando Paris a Lyon, tendo sido projetada para velocidades máximas de circulação de 270 km/h. Dado o sucesso do Japão e França, inúmeros países implementaram ou estão a planear implementar redes de alta velocidade. Atualmente a rede ferroviária mundial de alta velocidade (Figura 1.1) é constituída por 21472 km de linhas em operação, 13964 km em construção e 16347 km em fase de estudo, estimando-se para 2025 que a rede totalize 51784km de linhas em operação (UIC, 2013).



Figura 1.1 – Rede ferroviária mundial de alta velocidade (UIC, 2013).

O alargamento da zona euro e a intenção de criar um mercado de livre circulação de pessoas e bens, por parte da União Europeia, tornou prioritária a aposta numa Rede Transeuropeia de Transporte. Na atualidade a Europa possui uma rede de alta velocidade constituída por 7378 km de linhas operação, 2565 km em construção e 8321 km em fase de estudo, permitindo a proximidade entre inúmeros países, tais como a Espanha, a França, a Alemanha, a Áustria, a Bélgica, a Holanda, a Itália, a Suíça e a Inglaterra (Figura 1.2). Para o ano de 2025 é estimado que a rede de alta velocidade europeia totalize 18264 km.



Figura 1.2 – Rede europeia de alta velocidade (UIC, 2013).

Em Portugal, em Novembro de 2003 na XIX Cimeira Luso-Espanhola realizada na Figueira da Foz foi assinado um memorando de entendimento segundo o qual foram planeadas, no âmbito da construção de uma rede ferroviária de alta velocidade integrada nas Redes Transeuropeia de Transportes, quatro ligações transfronteiriças: Porto-Vigo, Lisboa-Madrid, Aveiro-Salamanca e Évora-Faro-Huelva (Figura 1.3). Foi ainda prevista a ligação nacional Porto-Lisboa que iria beneficiar de alguns dos troços já existentes na linha do Norte com alguns ajustes face ao aumento da velocidade de circulação. Em 2005, na XXI Cimeira Luso-Espanhola realizada em Évora foi reafirmada a intenção de concretizar estas ligações ferroviárias entre os dois países, realçando-se a importância das ligações previstas para a interação entre a Península Ibérica e a Europa Central.



Figura 1.3 – Rede portuguesa de alta velocidade (OE, 2010).

A implementação da rede ferroviária de alta velocidade acrescentará um conjunto vantagens para o nosso país, nomeadamente, a integração de Portugal no espaço Ibérico e Europeu através de um sistema de transportes moderno, sustentável e eficiente, a criação de uma fachada atlântica competitiva à escala europeia, o desenvolvimento económico e tecnológico e impulsionará a competitividade e a interação comercial entre os sistemas portuário, ferroviário, convencional e logístico (OE, 2010).

Apesar das políticas de investimento previstas para o país neste sector, em 2011, inserido num quadro de crise económica da zona Euro, Portugal recebeu assistência financeira por parte de um consórcio de credores, vulgarmente designado por *Troika* (Comissão Europeia, Banco Central Europeu e Fundo Monetário Internacional). Esta ajuda externa implicou um conjunto de medidas restritivas e de constrangimentos orçamentais que condicionaram os investimentos ao nível da rede ferroviária, paralisando os projetos previstos para a rede de alta velocidade até ao ano presente. Com o fim da Assistência Económica e Financeira a Portugal em Maio deste ano, e com o levantamento, ainda que gradual, de algumas limitações ao investimento, surgem oportunidades no sentido da materialização dos projetos previstos para a rede nacional de alta velocidade.

Aliás, ainda bem recentemente de acordo com o novo plano de investimentos públicos de 2014 está prevista a realização de um conjunto de 8 projetos prioritários para a rede ferroviária nacional, tais como a conclusão do plano de modernização das Linhas do Norte e Beira Alta (Corredor Aveiro/V. Formoso), a modernização da Linha de Cascais, a modernização/eletrificação das Linhas do Algarve, Douro, Minho e Leixões e as ligações internacionais, prevendo-se a sua conclusão até 2020. O investimento previsto para o sector ferroviário ronda os 2815 milhões de euros, dos quais 1914,2 milhões poderão, segundo o relatório final, ser financiados por fundos comunitários (IEVA, 2014).

A implementação da rede ferroviária de alta velocidade na Europa exige a construção de novas linhas bem como a reabilitação das linhas existentes tendo em conta o aumento da velocidade de circulação. De acordo com a TSI (2002) são consideradas três categorias de linhas de alta velocidade: i) Categoria I - linhas construídas para velocidades superiores a 250 km/h; ii) Categoria II - linhas renovadas para velocidades na ordem dos 200 km/h; iii) Categoria III - linhas novas ou renovadas com características específicas, devido a condicionalismos técnicos.

Na construção e reabilitação das linhas ferroviárias para tráfego de alta velocidade, devido a condicionalismos de relevo ou muitas das vezes de traçado, existe um grande número de pontes e viadutos que deverão ser alvo de um estudo diferente do exigido para as pontes em linhas convencionais. Os efeitos dinâmicos decorrentes dos comboios a circular a velocidades elevadas podem atingir em muitos casos valores significativos e devem por isso ser considerados na avaliação das pontes existentes bem como dimensionamento das pontes novas. Os efeitos dinâmicos tendem a aumentar manifestamente como resultado do aumento da velocidade de circulação e das características dos veículos, sobretudo à distância entre eixos e cargas por eixo, podendo conduzir aos designados fenómenos de ressonância que geralmente ocorrem para velocidades superiores a 200 km/h.

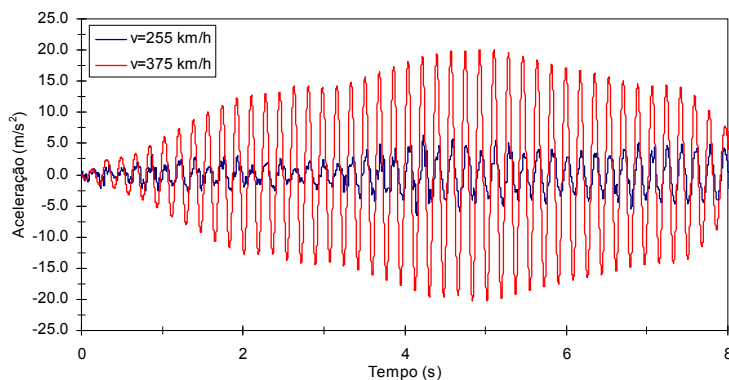


Figura 1.4 – Fenómeno de ressonância (Ribeiro, 2004).

O estudo destes efeitos dinâmicos é da maior importância no dimensionamento de pontes ferroviárias pelos seguintes motivos (Calçada e Delgado, 2007): i) as vibrações induzidas pela passagem dos comboios sobre a ponte originam, em geral, deslocamentos ou esforços na estrutura maiores do que aqueles que seriam provocados caso as cargas fossem aplicadas de uma forma estática; ii) as vibrações excessivas da estrutura podem conduzir a um agravamento dos fenómenos de fadiga; iii) as deformações e acelerações da ponte devem ser controladas para que seja assegurada, em qualquer instante, a estabilidade da via e do contacto roda-carril; iv) as acelerações nos veículos deverão ser limitadas por forma a garantir o conforto dos passageiros.

Atualmente as normas europeias, EN1991-2 (2003) e EN1990- AnnexA2 (2005), já atendem aos efeitos dinâmicos resultantes da passagem dos veículos de alta velocidade, definindo procedimentos para a realização das análises dinâmicas na avaliação e dimensionamento das estruturas e contemplando verificações relativas à segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

As normas atuais são resultado de um conjunto de estudos realizados pela Comissão de Especialistas criada pelo ERRI (*European Rail Research Institute*) que desenvolveram um conjunto extenso de investigações, 9 relatórios, neste domínio. Destas investigações salienta-se o relatório ERRI D214/RP 9 (1999), que resume as conclusões das investigações realizadas e apresenta um conjunto de recomendações a ter em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias sujeitas a tráfego de alta velocidade.

Importa salientar sobretudo as recomendações do relatório ERRI D214/RP 9 (1999) no que respeita a pontes existentes quanto à necessidade da realização de ensaios experimentais em condições de serviço, de forma a validar as diversas metodologias na avaliação do comportamento dinâmico destas estruturas face às solicitações dos comboios de alta velocidade.

Na avaliação do comportamento dinâmico das estruturas são frequentemente utilizados modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos, que envolvem um conjunto de simplificações e incertezas que levam a que os resultados numéricos apresentem mais ou menos erros significativos.

Perante estes cenários surgiu a importância crescente na calibração de modelos numéricos assentes em informação experimental, que no caso das estruturas de Engenharia Civil são especialmente baseadas em parâmetros modais (frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento) obtidos por via de ensaios dinâmicos.

Contudo a precisão do comportamento dinâmico numérico está fortemente dependente da sua validação experimental que normalmente é fundamentada por via de ensaios dinâmicos sob ação do tráfego.

Os modelos numéricos calibrados permitem reproduzir um comportamento estrutural próximo do real servindo de base para a realização das análises dinâmicas na avaliação e dimensionamento das estruturas.

Neste contexto o presente estudo pretende dar um contributo para o estudo de metodologias avançadas na avaliação do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias mistas de pequeno vão, procurando melhorar a compreensão de algumas das suas especificidades nas áreas da modelação numérica, calibração e validação experimental. Na secção seguinte serão apresentados alguns estudos realizados no âmbito destes domínios.

Refira-se ainda que, este tipo de estudo, em particular no âmbito da calibração experimental de modelos numéricos de elementos finitos, baseados em informação experimental e aplicados à dinâmica das estruturas é uma área transversal a várias engenharias, apresentando-se como uma área de investigação atual com aplicações de crescente importância nas mais variadas áreas da indústria.

1.2. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

Zabel e Brehm (2008) descrevem a calibração experimental de um modelo numérico de uma ponte ferroviária com base em parâmetros modais. O foco do estudo foi ponte ferroviária de Erfthal inserida na linha de alta velocidade alemã, que liga Colónia a Bruxelas perto de Aachen. A ponte é do tipo *filler beam* constituída por 2 tabuleiros simplesmente apoiados com 26,15 m e 24,0 m de vão, separados por uma junta longitudinal.

É apresentado na Figura 1.5 o modelo de elementos finitos tridimensional da ponte, incluindo a via. O tabuleiro foi modelado através de elementos finitos do tipo casca, o balastro e as palmilhas foram modelados com elementos mola-amortecedor e as travessas e os carris por elementos de viga. A interação entre tabuleiros foi modelada por intermédio de molas cuja rigidez foi definida a partir da rigidez ao corte do balastro.

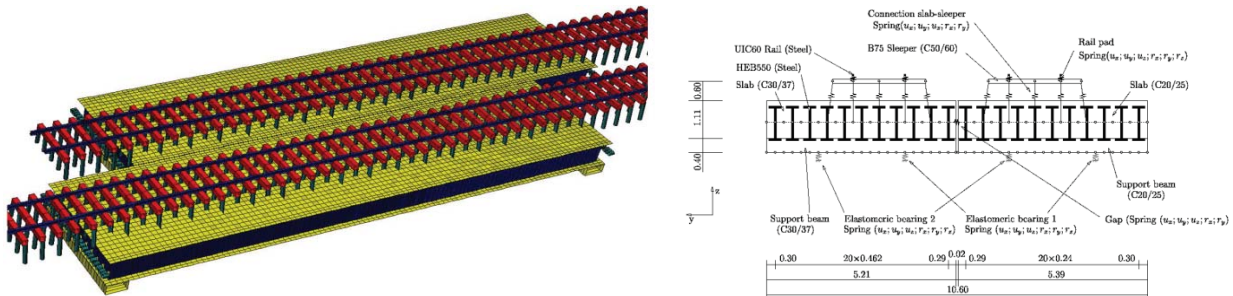


Figura 1.5 – Ponte ferroviária de Erfthal: a) modelo numérico de elementos finitos; b) secção transversal (adaptado de Zabel e Brehm (2008)).

Os parâmetros modais da ponte foram identificados a partir de um ensaio de vibração ambiental, constituído por 4 configurações, perfazendo um total de 44 pontos de medida. Com recurso ao programa ARTEMIS, através da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) foram identificados 13 modos de vibração da ponte que serviram de referência para a calibração do modelo numérico (Figura 1.6b).

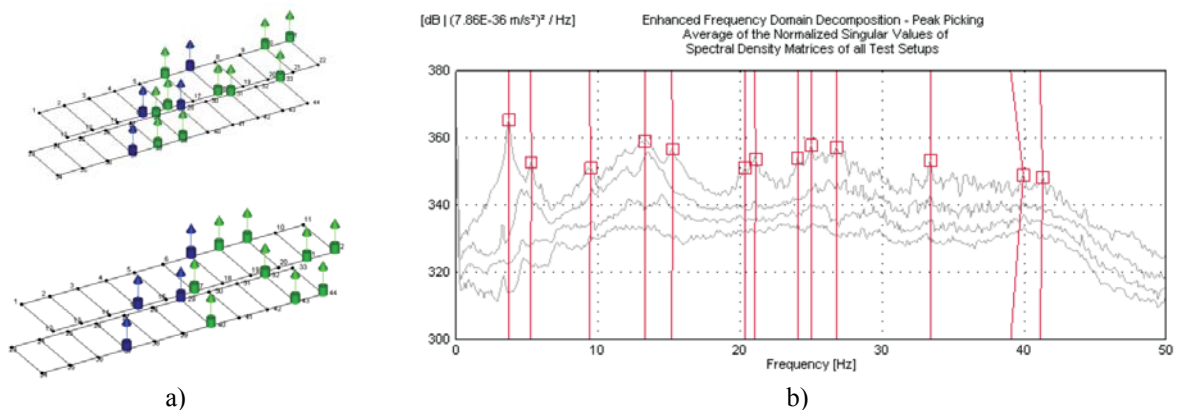


Figura 1.6 – Identificação modal da ponte de Erfthal: a) Configuração 1 e 2 de sensores; b) método EFDD - valores singulares médios e normalizados das matrizes de espectros (adaptado de Cantieni et al. (2008b)).

A identificação dos parâmetros do modelo que mais influenciam os parâmetros modais (frequências naturais e modos de vibração) foi obtida a partir de uma análise de sensibilidade do tipo global realizada com base no método do Hipercubo Latino, tendo-se concluído com base numa análise de correlação que apenas 14 dos 36 parâmetros numéricos identificados inicialmente seriam usados como parâmetros de

calibração. A análise de sensibilidade mostrou que os parâmetros mais sensíveis foram o módulo de elasticidade e a densidade do balastro, e a rigidez dos aparelhos de apoio.

A otimização do modelo numérico foi realizada a partir do programa OptiSLang (2006), com recurso a um algoritmo genético, envolvendo 14 parâmetros numéricos e 26 respostas modais (13 frequências de vibração e 13 configurações modais).

O algoritmo genético baseou-se numa população inicial aleatória constituída por 30 indivíduos e com um critério de paragem igual a 250 gerações, avaliando-se a solução ótima num total de 7500 indivíduos. A taxa de cruzamento foi considerada igual a 50% e a taxa de mutação foi definida igual a 15%.

A função objetivo incluiu os resíduos respeitantes às frequências naturais e aos modos de vibração, no emparelhamento dos modos de vibração numéricos e experimentais foi utilizado o parâmetro MAC.

A robustez do algoritmo foi avaliada com base em 4 otimizações (GA1 a GA4), em condições iniciais idênticas, tendo-se obtido resultados semelhantes para todas as otimizações.

Na Figura 1.7 apresenta-se a comparação das configurações modais da ponte obtidas por via experimental e por via numérica após a calibração, com a indicação do erro entre as frequências numéricas (f_{num}) e as frequências experimentais (f_{exp}).

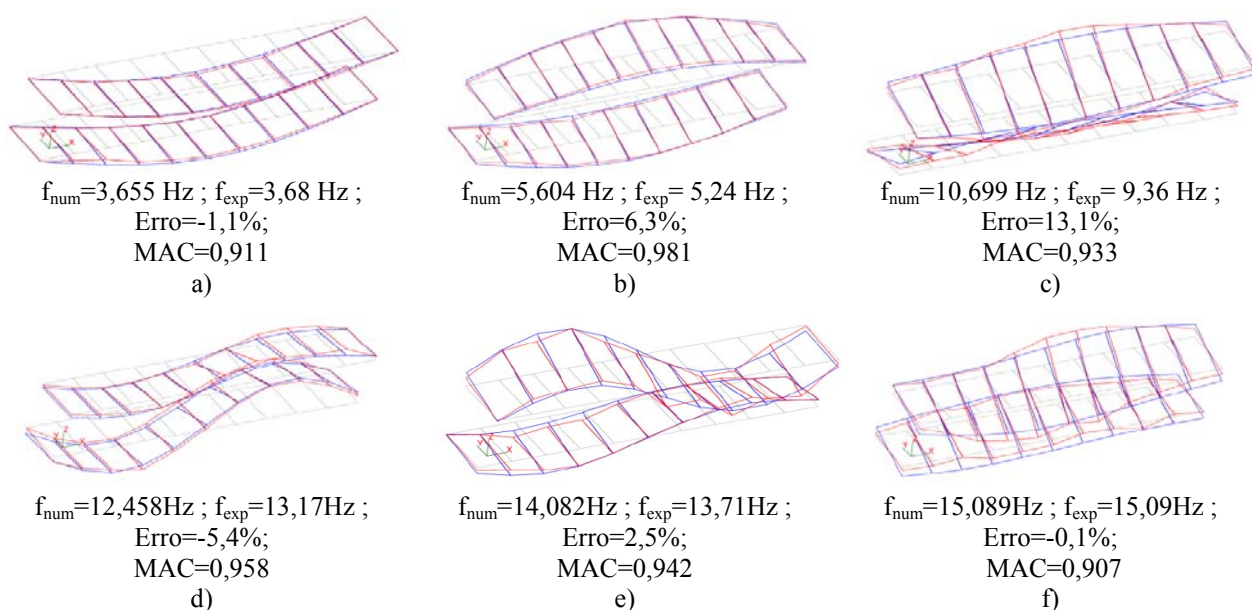


Figura 1.7 – Comparação dos parâmetros modais numéricos e experimentais da ponte ferroviária Erfthal: a) modo 1; b) modo 2; c) modo 3; d) modo 4; e) modo 5, f) modo 6. (adaptado de Zabel e Brehm (2008)).

Os resultados da calibração foram satisfatórios com valores MAC acima de 0,907 para todos os modos experimentais. No que respeita às frequências naturais de vibração os desvios foram mais acentuados, com um erro máximo na ordem dos 13,1% (modo 3) e um erro médio igual a 4,75%.

A consideração de elementos mola-amortecedor na modelação do balastro e das travessas, com vista a reduzir a dimensão do modelo, revelou limitações na otimização em virtude do aumento significativo dos parâmetros de calibração. Os autores concluíram também que os efeitos de não linearidades de

alguns elementos estruturais, sobretudo da via, teriam alguma influência no comportamento dinâmico da ponte mesmo quando sujeitos a ações do tipo ambiental.

Malveiro et al. (2013) descreveram a calibração experimental de um modelo dinâmico do viaduto ferroviário de Alverca (Figura 1.8a), localizado ao km + 18,676 da linha do Norte da rede ferroviária nacional. O viaduto é constituído por uma única via ferroviária e composto por um conjunto de 47 tramos simplesmente apoiados, com vãos variáveis entre 16,5m, 17,5m e 21m. Cada tramo de tabuleiro é constituído por uma viga pré-fabricada e pré-esforçada tipo U sobre a qual assenta um sistema de pré-lajes e uma laje superior em betão armado, formando um tabuleiro em caixão unicelular (Figura 1.8b).

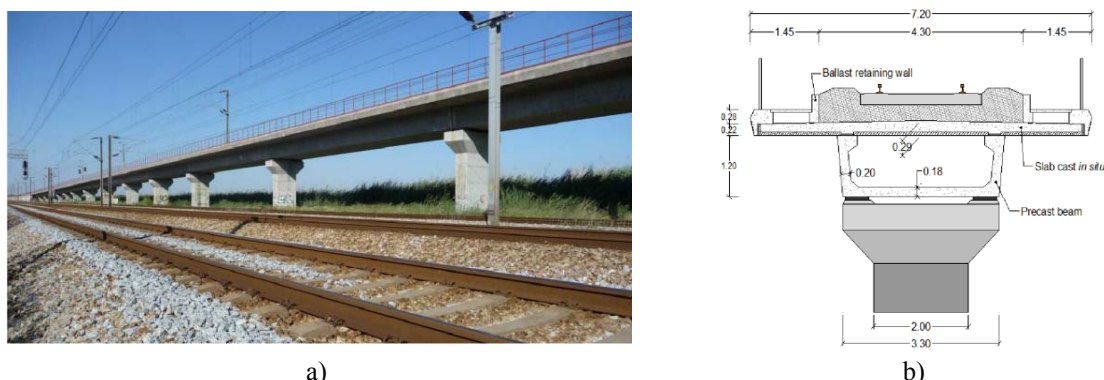


Figura 1.8 – Viaduto ferroviário de Alverca: a) vista lateral; b) secção transversal (Malveiro et al., 2012).

O viaduto foi modelado através de um modelo numérico de elementos finitos tridimensional com recurso ao programa ANSYS (Figura 1.9) e incluiu a modelação dos 3 tramos de tabuleiro junto ao Encontro Norte do viaduto e a respetiva via-férrea. A viga pré-fabricada, o tabuleiro e os muros guarda-balastro foram modelados através de elementos finitos de casca, o balastro, as travessas e as palmilhas foram modelados por elementos de volume e os carris através de elementos finitos de viga. Os aparelhos de apoio foram modelados como apoios pontuais através de elementos finitos de mola com comportamento linear.

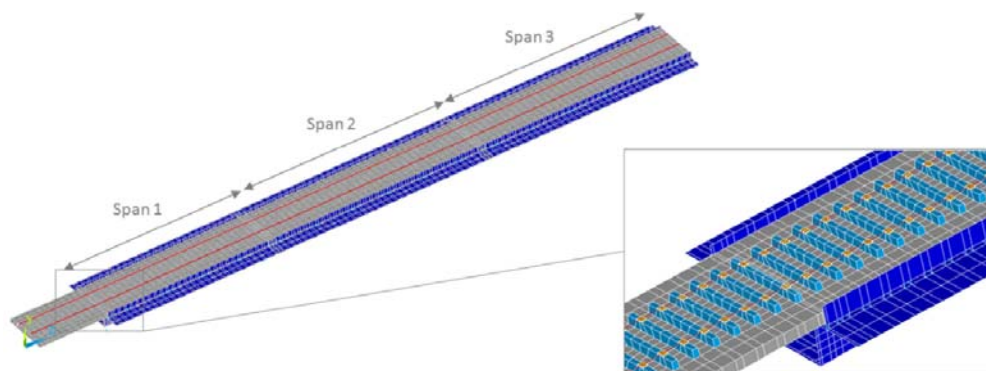


Figura 1.9 – Modelo de elementos finitos do viaduto ferroviário de Alverca (Malveiro et al., 2012).

Com vista a identificar os parâmetros modais do viaduto foi realizado um ensaio de vibração ambiental, que incluiu 2 fases, uma primeira, envolvendo 57 pontos de medida com o intuito de identificar modos de vibração de natureza global, enquanto a segunda fase, envolvendo 84 pontos de medida, teve como objetivo a identificação dos modos locais da laje superior do tabuleiro.

A identificação dos parâmetros modais foi efetuada com recurso ao programa ARTeMIS por aplicação do método de identificação modal estocástica por sub-espacos (SSI-DATA) onde foram identificados 10 modos de vibração da ponte, 5 modos globais e 5 modos locais.

A calibração do modelo numérico foi realizada com base no programa OptiSLang (2008) com recurso a um algoritmo genético, envolvendo 10 parâmetros numéricos e 12 respostas modais (6 frequências de vibração e 6 MACs). Os parâmetros de calibração foram o módulo de elasticidade e a massa do betão, o módulo de elasticidade e a massa do balastro, e a rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio. Na Figura 1.10 apresenta-se a comparação entre os resultados numéricos e experimentais, frequências e valores MAC, antes e após a calibração do modelo numérico.

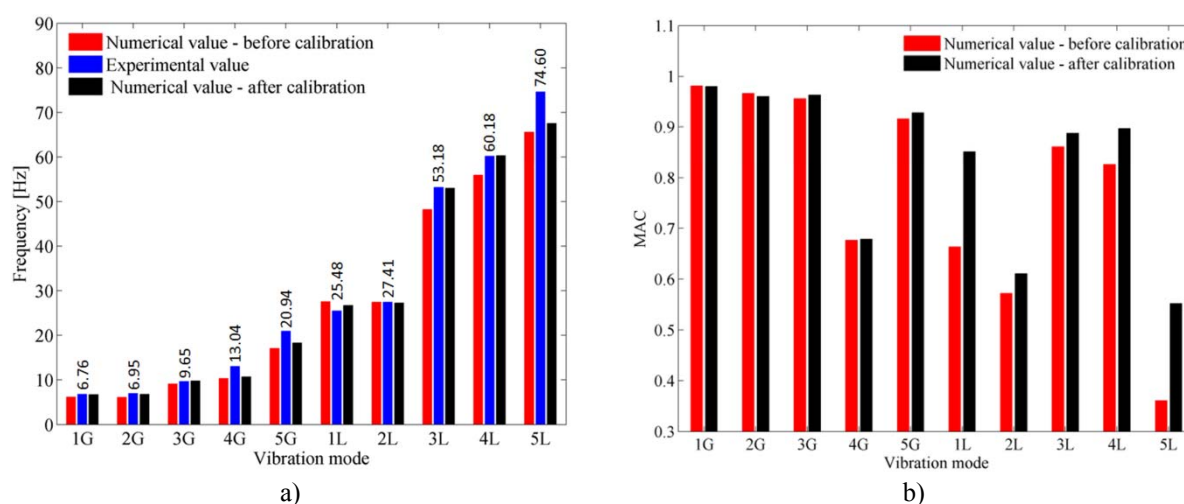


Figura 1.10 – Comparação dos parâmetros modais antes e após calibração: a) frequências; b) valores MAC (Malveiro et al., 2013).

O recurso ao algoritmo genético, enquanto técnica de otimização do modelo, apresentou resultados muito satisfatórios, uma vez que o valor médio das diferenças entre as frequências numéricas e experimentais foi reduzido de 11,6% antes da calibração para 6,5% após a calibração, para os modos globais, e de 7,3% para 3,1% no caso dos modos locais. Os valores médios do parâmetro MAC apresentaram igualmente importantes melhorias, com um aumento de 0,899 para 0,902 no caso dos modos globais, e 0,657 para 0,760 para o caso dos modos locais.

A validação do modelo numérico foi realizada a partir de um ensaio dinâmico sobre a ação do tráfego e envolveu a comparação da resposta dinâmica experimental e numérica após a calibração. No ensaio dinâmico sob ação de tráfego foi medida a resposta em termos de deslocamentos e acelerações verticais na secção de meio-vão do tramo 2 do viaduto, além dos deslocamentos dos apoios. As respostas numéricas foram determinadas através da resolução do problema dinâmico recorrendo a uma metodologia de cargas móveis, considerando frequências até 30 Hz. Os coeficientes de amortecimento modais foram estimados a partir do ensaio de vibração ambiental por aplicação da técnica identificação modal por sub-espacos.

Os autores ainda constataram a existência de um comportamento não linear ao nível dos aparelhos de apoio, em virtude da sua rigidez alterar-se em função do nível de excitação. Assim, para a excitação característica da vibração ambiental os apoios têm um comportamento de apoio rígido (fixos) enquanto para a excitação sob acção de tráfego têm um comportamento de apoio móveis. Deste modo a

minimização da diferença entre o registo numérico e experimental obrigou a uma modificação da rigidez longitudinal dos apoios. Na Figura 1.11 apresentam-se os registos dos deslocamentos horizontais nos apoios onde é visível a melhoria na correspondência entre o registo numérico e experimental considerando os apoios com um comportamento móvel (modelo 2) em comparação com a consideração dos apoios com um comportamento fixo (modelo 1).

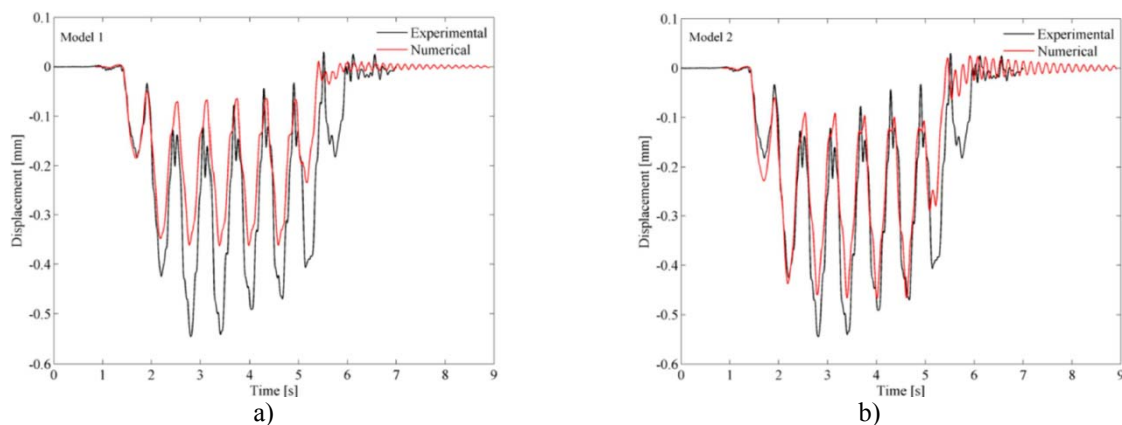


Figura 1.11 – Comparação entre os registos numéricos e experimentais nos apoios, em termos de deslocamentos horizontais, para a passagem do Alfa pendular à velocidade de 157km/h: a) modelo numérico otimizado (apoios fixos); b) modelo numérico otimizado com redefinição da rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio (apoios móveis) (Malveiro et al., 2013).

Carvalho (2011) estudou o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária de pequeno vão para tráfego de alta velocidade. O estudo centrou-se na ponte ferroviária de Canelas (Figura 1.12a), situada na linha do Norte próximo da localidade de Estarreja. A ponte é do tipo *filler beam* constituída por dois meios tabuleiros independentes entre si, cada um suportando uma via-férrea. Os tabuleiros estão desligados estruturalmente por uma junta longitudinal ao longo da ponte.

Neste trabalho foi desenvolvido um modelo de elementos finitos tridimensional da ponte (Figura 1.12b), que posteriormente foi calibrado com base em parâmetros modais, e uma vez mais recorrendo a uma técnica de otimização baseada num algoritmo genético.

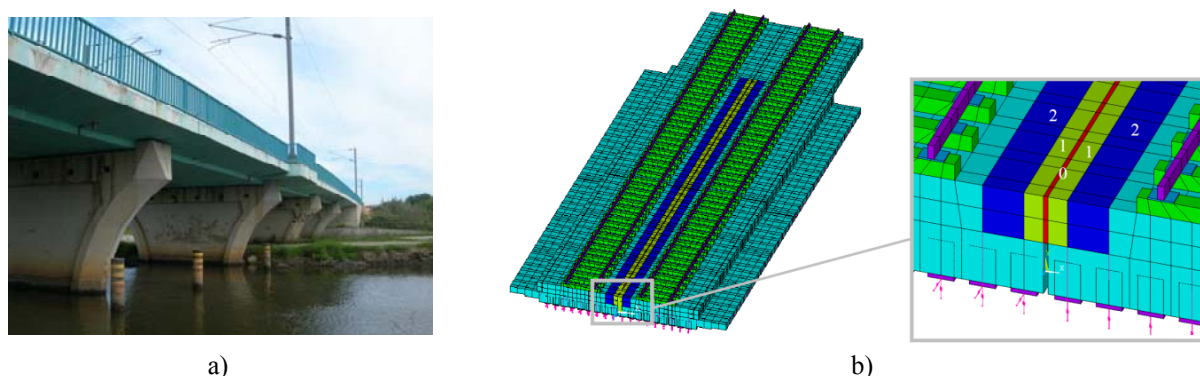
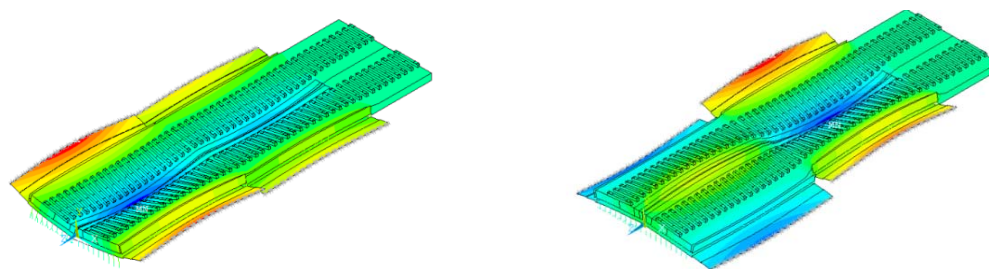


Figura 1.12 – Ponte ferroviária de Canelas: a) fotografia b) modelo numérico (adaptado de Carvalho (2011)).

Carvalho (2011) concluiu que em pontes com comportamento de viga simplesmente apoiada, compostas por tramos sucessivos, a continuidade da via-férrea leva ao aparecimento de modos vibração típicos de tabuleiros contínuos, uma vez que as deformadas modais de um dado tramo têm repercussões nos tramos adjacentes.

Na Figura 1.13 apresenta-se um exemplo de dois modos de torção de dois tramos distintos onde o efeito de continuidade da via mobiliza o tramo adjacente.



$f_{5_{\text{num}}} = 15,54 \text{ Hz}$
(3º modo do tramo P4-P5)

$f_{6_{\text{num}}} = 16,22 \text{ Hz}$
(3º modo do tramo P5-E2)

Figura 1.13 – Ponte ferroviária de Canelas, modos de torção obtidos por via numérica (adaptado de Carvalho (2011)).

No processo de otimização esta particularidade pode conduzir a um emparelhamento incorreto entre os modos de vibração numéricos e experimentais sobretudo na situação em que o número de pontos instrumentados é limitado. Como critério de emparelhamento de modos de vibração, o autor utilizou o parâmetro EMAC visto que o parâmetro MAC conduziu a vários modos numéricos com fortes correlações para um dado modo experimental, e em alguns casos ao emparelhamento incorreto dos modos de vibração. Na Figura 1.14 são apresentados os valores MAC e os valores EMAC antes do processo de calibração do modelo numérico.

MAC		Modos experimentais		
Modos numéricos	f1	f2	f3	
	0,896	0,222	0,086	
	0,995	0,009	0,155	
	0,010	0,994	0,010	
	0,001	0,984	0,007	
	0,246	0,000	0,924	
	0,223	0,000	0,927	

EMAC		Modos experimentais		
Modos numéricos	f1	f2	f3	
	0,002	0,000	0,000	
	0,577	0,005	0,090	
	0,001	0,093	0,001	
	0,001	0,395	0,003	
	0,026	0,000	0,098	
	0,069	0,000	0,287	

Figura 1.14 – Coeficientes EMAC (adaptado de Carvalho, 2011).

Um dos parâmetros de calibração de especial relevo foi a rigidez da camada de balastro entre os dois meios tabuleiros. Nesta zona a camada de balastro tende a degradar-se em virtude da diminuição da rigidez da ligação causada pela passagem do tráfego. Os valores ótimos após a calibração para este parâmetro apresentaram degradações na ordem dos 97% na zona da junta longitudinal (zona 0, Figura 1.12b), enquanto na zona adjacente a degradação rondou os 85% (zona 1, Figura 1.12b). O autor ainda concluiu que a consideração da ligação totalmente degradada provoca uma amplificação das respostas dinâmicas da estrutura, quer em termos de acelerações bem como em deslocamentos.

A validação experimental do modelo numérico foi realizada com base num ensaio dinâmico à passagem de tráfego, sendo avaliadas as respostas da ponte em diversos pontos do tabuleiro em termos de deslocamentos e acelerações, nomeadamente a meio vão, terço de vão, quarto de vão e junto aos apoios. As respostas numéricas após calibração foram estimadas com recurso a uma metodologia de cargas móveis envolvendo modos de vibração até 40 Hz.

Na Figura 1.17 apresenta-se a comparação entre os registos obtidos por via numérica e experimental a um quarto de vão e a meio-vão da ponte.

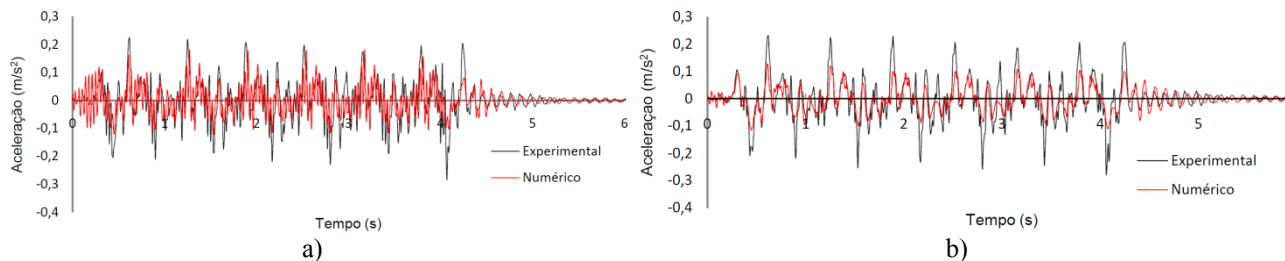


Figura 1.15 – Comparação entre os registos numéricos e experimentais em termos de acelerações na passagem do Alfa pendular à velocidade de 147km/h: a) a um quarto-de-vão; b) a meio-vão (adaptado de Carvalho (2011)).

O autor ainda concluiu que os modos de vibração com frequências mais elevadas têm grande contribuição para a resposta ponte a um terço e a um quarto do vão, enquanto os primeiros modos de vibração contribuem mais para a resposta a meio vão.

Em Rauert et al. (2010) é estudado o efeito de interação devido à continuidade da camada de balastro entre os meios tabuleiros de pontes do tipo *filler beam*, tendo-se concluído que a continuidade na ligação permite a transferência de cargas entre os meios tabuleiros para além do aumento da rigidez da estrutura. Na Figura 1.16b) apresenta-se os registos experimentais onde é visível a ocorrência da transferência de carga do tabuleiro carregado para o tabuleiro descarregado.

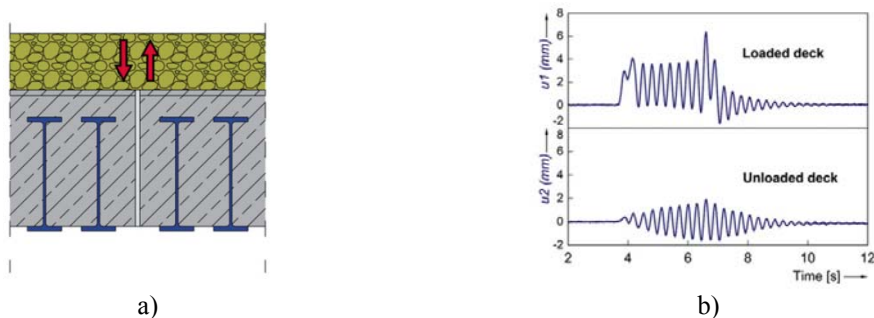


Figura 1.16 – Efeito da transferência de carga entre o tabuleiro carregado e o tabuleiro não carregado (adaptado de Rauert et al. (2010))

Ribeiro et al. (2012) realizou a calibração e a validação experimental de um modelo numérico de uma ponte ferroviária com base em parâmetros modais. O caso de estudo foi ponte ferroviária de São Lourenço (Figura 1.17a), localizada na linha do Norte próximo da localidade de Pombal. A ponte é do tipo *bowstring*, constituída por 2 tabuleiros simplesmente apoiados com 42 m de vão, separados por uma junta longitudinal que garante um comportamento independente para cada um dos tabuleiros.



Figura 1.17 – Ponte ferroviária de S. Lourenço: a) vista lateral; b) modelo numérico da ponte incluindo a via. (adaptado de Ribeiro et al. (2012)).

A ponte foi modelada através de um modelo numérico de elementos finitos híbrido tridimensional incluindo a via (Figura 1.17b). A laje do tabuleiro foi modelada por intermédio de elementos finitos de volume. Os arcos, os pendurais, as diagonais e os contraventamentos foram modelados através de elementos finitos de viga. A via-férrea, nomeadamente as travessas, as palmilhas e a camada de balastro foram modelados através de elementos finitos de volume, e os carris por intermédio de elementos de viga. Foi ainda modelada uma extensão de via correspondente ao comprimento do tabuleiro e cerca de 10 m para o lado de cada um dos encontros de modo a simular a via sobre os aterros adjacentes.

Os parâmetros modais da ponte foram identificados a partir de um ensaio de vibração ambiental, envolvendo 6 configurações experimentais, perfazendo um total de 55 pontos de medida localizados nas vigas principais do tabuleiro, na consola do passeio, nos arcos e em alguns montantes e diagonais.

A identificação das frequências e modos de vibração da ponte foi realizada por intermédio da aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) com recurso ao programa ARTEMIS (2009), onde foram identificados 12 modos de vibração globais da ponte que serviram de referência para a calibração do modelo numérico. Na Figura 1.18 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros com a identificação dos picos correspondentes aos modos de vibração identificados.

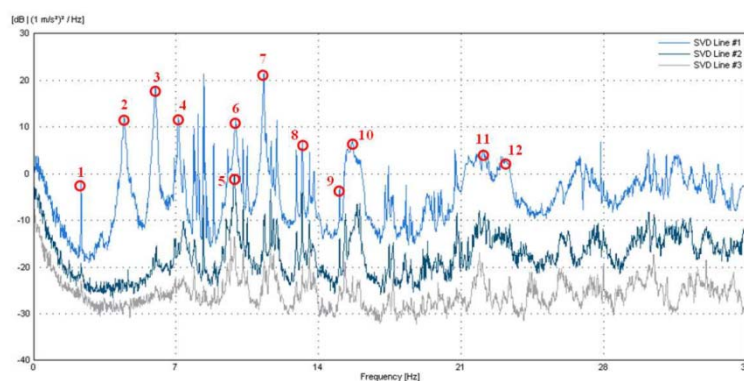


Figura 1.18 – Identificação dos parâmetros modais da ponte S. Lourenço pelo método EFDD (Ribeiro et al., 2012).

A calibração do modelo numérico envolveu a realização de uma análise de sensibilidade e uma otimização. A análise de sensibilidade global foi baseada no método do Hipercubo Latino e envolveu a geração de 750 amostras. A análise dos coeficientes de correlação Spearman permitiu concluir que os parâmetros modais da ponte são influenciados essencialmente pelo módulo de elasticidade e massa volúmica do betão, pelo módulo de elasticidade do aço, pela massa volúmica do balastro e pela rigidez vertical dos apoios.

A otimização do modelo numérico foi realizada a partir do programa OptiSLang (2008), com recurso a um algoritmo genético que envolveu 5 parâmetros numéricos e 24 respostas modais (12 frequências de vibração e 12 MACs). O algoritmo genético baseou-se numa população inicial constituída por 30 indivíduos, gerada aleatoriamente através do método do Hipercubo Latino. O critério de paragem considerado foi de 150 gerações avaliando-se a solução ótima num total de 4500 indivíduos. A função objetivo consistiu na minimização do resíduo respeitante às frequências naturais e aos modos de vibração numéricos e experimentais. O critério de emparelhamento de modos de vibração utilizado no decorrer do algoritmo foi o critério energético de deformação modal (EMAC).

De forma a verificar a estabilidade e robustez do algoritmo foram realizados 4 casos de otimização independentes (GA1 a GA4) baseados em diferentes populações iniciais, tendo-se obtido valores para os parâmetros numéricos muito semelhantes. A estabilidade do valor ótimo de cada parâmetro está muito relacionada com a sensibilidade das respostas a esses parâmetros. Assim, os parâmetros com valores ótimos mais estáveis são aqueles que apresentam maiores coeficientes de correlação com as respostas modais. Na Figura 1.19 são apresentados os rácios dos valores de cada parâmetro numérico otimizado em relação aos limites de variação considerados para os 4 casos de otimização.

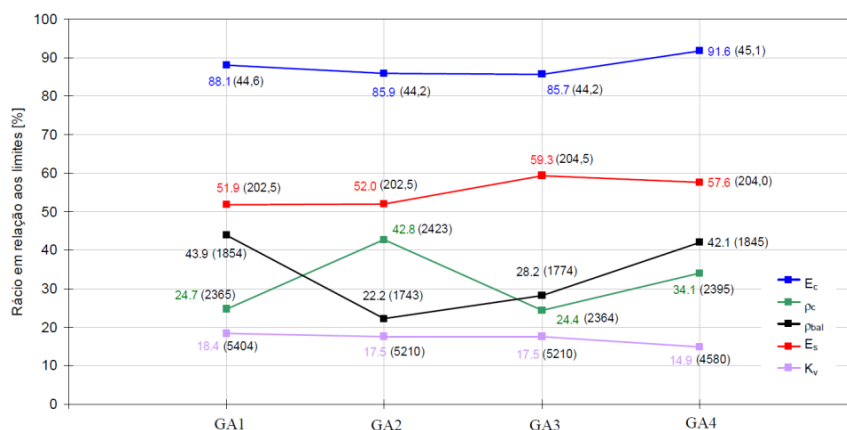


Figura 1.19 – Valores dos parâmetros numéricos para os diferentes casos de otimização GA1 a GA4 (Ribeiro et al., 2012).

Os valores ótimos dos parâmetros numéricos foram muito semelhantes para todos os casos de otimização, exceto no caso da massa volumica do betão e do balastro. Esta divergência de resultados deve-se à impossibilidade do algoritmo distinguir o modo como a massa está repartida entre o tabuleiro e o balastro. Assim, o algoritmo detetou possíveis cenários de distribuição da massa, não havendo a capacidade de aferir o valor ótimo por elemento mas sim o valor ótimo para a massa de ambos os elementos.

Após a calibração as diferenças entre as frequências numéricas e experimentais foram, de um modo geral, inferiores a 5% enquanto os valores de MAC situaram-se sempre acima de 0,85. O erro médio das frequências dos modos de vibração globais passou de 4,7%, antes da calibração para 1,9% após a calibração.

Com objetivo de validar os resultados da otimização foi realizado um ensaio dinâmico sob acção do tráfego ferroviário com vista à avaliação das respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (Figura 1.20a) e acelerações (Figura 1.20b) em diversos pontos do tabuleiro da ponte.

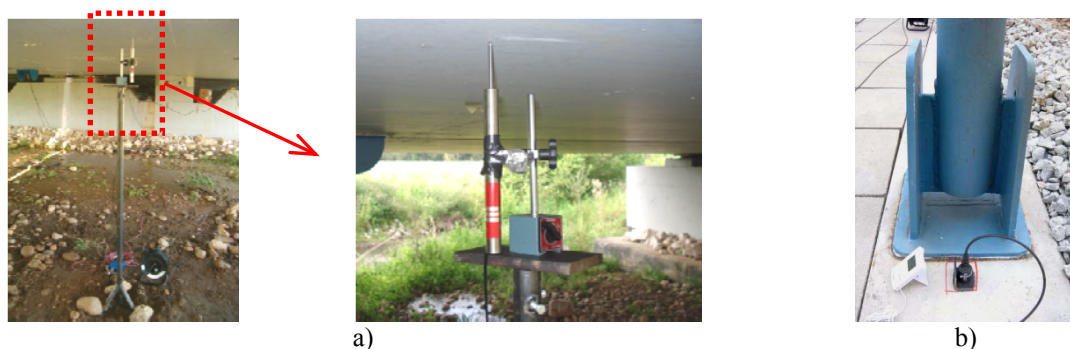


Figura 1.20 – Ensaio dinâmico sob ação de tráfego: a) medição de deslocamentos através de LVDTs na laje do tabuleiro; b) medição de acelerações na viga principal do tabuleiro, (adaptado de Ribeiro et al. (2012)).

Na Figura 1.21 apresenta-se a comparação das respostas dinâmicas da ponte para a passagem do comboio Alfa pendular à velocidade 181km/h, onde é visível uma muito boa correspondência entre os registos experimentais e os numéricos após calibração. Contata-se ainda uma melhoria significativa do desempenho do modelo numérico após a calibração comparativamente ao do modelo antes da calibração. As respostas numéricas foram determinadas através de uma metodologia de cargas móveis considerando 75 modos de vibração da ponte com frequências até 30 Hz. Os coeficientes de amortecimento modais foram estimados por aplicação do método do decremento logarítmico com base na análise dos registos de acelerações em vibração livre para a passagem de tráfego.

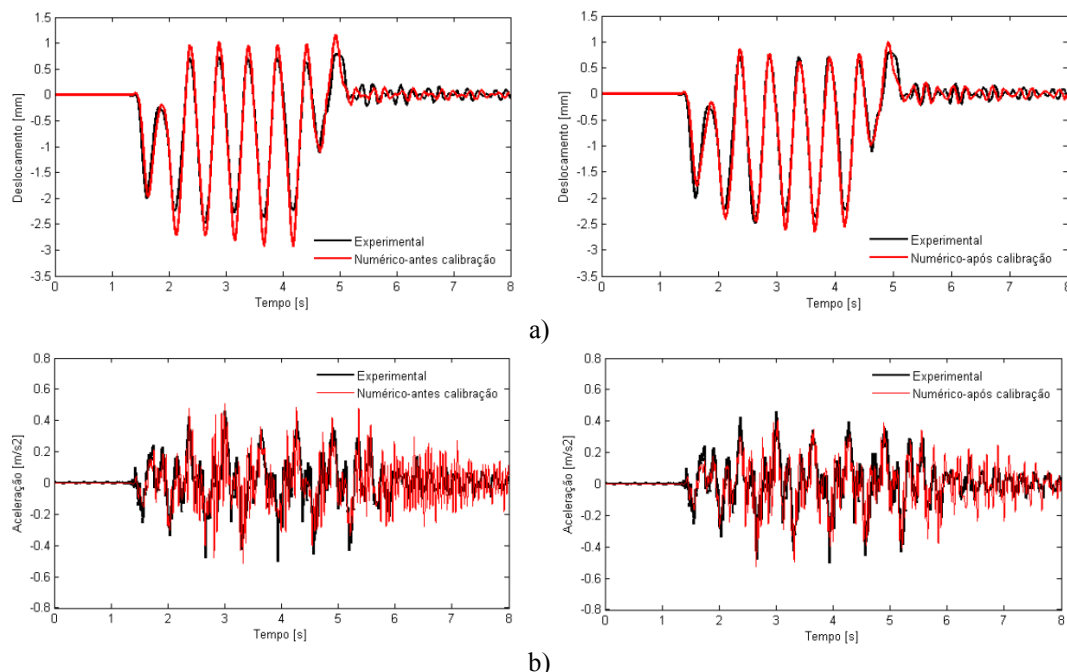


Figura 1.21 – Comparação das respostas dinâmicas da ponte obtidas por via numérica, antes e após calibração, e experimental para a passagem do comboio alfa pendular à velocidade de 181 km/h: a) deslocamentos; b) acelerações na secção de referência do tabuleiro (adaptado de Ribeiro et al. (2012)).

O autor concluiu ainda que as pequenas diferenças detetadas deviam-se à presença nos registos experimentais de contributos de frequências eventualmente associadas às irregularidades da via ou dos rodados que só seriam possíveis de simular numa análise dinâmica com interação ponte-comboio.

1.3. OBJETIVOS E CONTEÚDOS DA TESE

A presente dissertação visa o estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária mista de pequeno vão, situada na Linha do Norte ao km 286+864, designadamente a ponte sobre o rio Antuã.

O comportamento dinâmico da ponte de Antuã já foi alvo de estudo no ano de 2003 por parte dos autores Calçada e Delgado (2003), cujo trabalho foi apresentado no 4º Encontro de Construção Metálica e Mista em Lisboa. O presente trabalho pretende contribuir para uma melhor compreensão de algumas das suas especificidades, e cujos objetivos principais prendem-se com a análise numérica e experimental do comportamento dinâmico da ponte, envolvendo aspetos de modelação numérica, calibração e validação experimental.

No estudo dinâmico de pontes ferroviárias a correta modelação do sistema ponte-comboio revela-se um aspeto primordial para a avaliação realista do seu comportamento dinâmico. Um dos objetivos deste trabalho passa pelo estudo e desenvolvimento de modelos numéricos avançados de elementos finitos do sistema ponte-comboio, e em particular dos subsistemas ponte e via com base no programa ANSYS e em rotinas em ambiente MatLab.

Outro objetivo da dissertação passou pela caracterização experimental do comportamento dinâmico da ponte através da realização de ensaios dinâmicos, nomeadamente: i) ensaio de vibração ambiental, com vista a identificar os parâmetros modais da estrutura; ii) ensaio dinâmico sob ação do tráfego, com vista à validação do modelo numérico.

Neste âmbito foi necessário o estudo das particularidades destes tipos de ensaios, das técnicas de análise e processamento de sinal, bem como de métodos de identificação modal existentes, em particular os métodos estocásticos, e dentro destes o método da "versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência" (EFDD). Na identificação dos parâmetros modais da estrutura, nomeadamente as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento, o programa utilizado foi o ARTeMIS (2011).

Tendo em vista a calibração experimental do modelo foram desenvolvidas e aplicadas metodologias de calibração automática de modelos numéricos com base na informação modal experimental. A otimização dos parâmetros do modelo numérico baseou-se na aplicação de técnicas de otimização estocásticas, em particular os algoritmos genéticos. Neste contexto surgiu a necessidade de estudar técnicas de emparelhamento automático de modos de vibração, particularmente do critério de garantia modal (MAC) e do critério energético de garantia modal (EMAC), que são fundamentais para o sucesso da calibração experimental dos modelos. As metodologias de calibração automática do modelo envolvem o recurso a três programas comerciais: OptiSLang (2008), MatLab (2009) e ANSYS (2009).

Por último, tendo em vista a validação experimental do modelo será realizada uma comparação das respostas dinâmicas obtidas por via experimental com as obtidas através do modelo numérico calibrado, por aplicação de metodologias de análise dinâmica, em particular a de cargas móveis e com interação ponte-comboio.

Este trabalho é constituído por um total de oito capítulos conforme ilustrado esquematicamente na Figura 1.22 e se descreve sumariamente nos parágrafos seguintes.

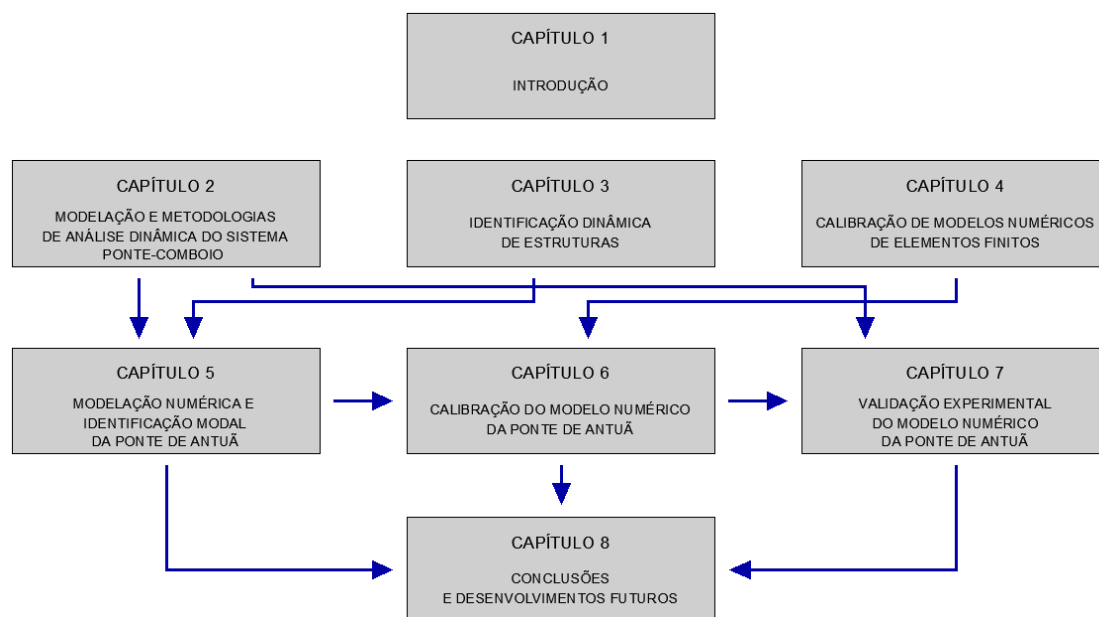


Figura 1.22 – Organização da dissertação em capítulos.

No Capítulo 1 é realizado um enquadramento geral da importância do estudo do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio enquadrado no desenvolvimento do sector ferroviário, em particular o da alta velocidade em Portugal e na Europa, e apresentam-se algumas investigações realizadas no âmbito da modelação numérica, calibração e validação experimental de modelos numéricos de pontes ferroviárias. São também resumidos os capítulos que constituem este trabalho.

No Capítulo 2 é realizada uma descrição dos aspetos de que deverão ser tidos em conta na modelação do sistema dinâmico ponte-comboio, nomeadamente ao nível da modelação numérica da ponte, da via e do veículo. São apresentadas duas metodologias numéricas de análise dinâmica destes sistemas, em particular a metodologia de cargas móveis e a metodologia com interação ponte-comboio. Por último é descrita a aplicação computacional TBI ("Train Bridge Interaction") (Ribeiro, 2012), que foi a utilizada para a realização das análises dinâmicas que suportam o presente trabalho, bem como algumas implementações realizadas na mesma no âmbito desta dissertação.

No Capítulo 3 são apresentadas as noções gerais e os principais conceitos associados à identificação dinâmica de estruturas. São descritos os ensaios dinâmicos *"in situ"* que geralmente são utilizados para a caracterização das propriedades dinâmicas das estruturas de Engenharia Civil, dando-se especial destaque aos ensaios de vibração ambiental, visto ter sido o ensaio utilizado no âmbito deste trabalho. Por último, é descrita a técnica de identificação modal estocástica, denominada a Versão Melhorada do Método de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD), que permitiu a identificação dos parâmetros modais da ponte em estudo.

No Capítulo 4 são descritas as principais técnicas de calibração de modelos numéricos de elementos finitos, vulgarmente enquadrados no termo anglo-saxónico *model updating*. Neste âmbito será dado especial ênfase às técnicas automáticas e iterativas assentes em algoritmos de otimização,

nomeadamente os algoritmos genéticos. São ainda descritos os aspetos referentes às técnicas de emparelhamento dos modos de vibração utilizadas no processo de calibração do modelo, salientando-se a importância destas técnicas na estabilidade e convergência do algoritmo genético no processo de busca da solução ótima. Por último apresenta-se a metodologia computacional de calibração de modelos numéricos implementado no presente trabalho, com recurso aos programas de cálculo automático ANSYS (2009), MatLab (2009) e OptiSLang (2008).

No Capítulo 5 é descrita a ponte ferroviária de Antuã e apresentado o modelo numérico de elementos finitos desenvolvido, bem como os resultados de uma análise modal. É ainda detalhado o ensaio dinâmico de vibração ambiental que suporta o processo de calibração do modelo numérico, no que respeita ao equipamento utilizado, às configurações de medição e à metodologia adotada. Os resultados obtidos através do método de identificação modal EFDD, com recurso ao programa ARTEMIS, são apresentados e discutidos no que respeita às frequências naturais, aos modos de vibração e aos coeficientes de amortecimento. Por último é realizada uma comparação entre os parâmetros modais experimentais e numéricos antes da calibração.

No Capítulo 6 é realizada a calibração automática do modelo numérico de elementos finitos da ponte de Antuã. Para o efeito são descritos os parâmetros selecionados para a otimização do modelo numérico, bem como os respetivos intervalos de variação. Com base numa análise de sensibilidade global é avaliada a influência dos parâmetros numéricos nas respostas modais da ponte. O processo de otimização do modelo numérico envolveu a aplicação de um algoritmo genético com recurso ao programa OptiSLang (2008). Por último, é apresentada e discutida a comparação entre os resultados numéricos após a calibração e os resultados experimentais, nomeadamente ao nível das frequências naturais e dos modos de vibração, e tomando como referência os resultados antes da calibração.

No Capítulo 7 é apresentado o ensaio sob ação de tráfego ferroviário, no que respeita ao equipamento utilizado e à metodologia adotada, e são discutidos os resultados do ensaio ao nível da resposta dinâmica em deslocamentos e acelerações. São ainda apresentadas três abordagens distintas para a determinação dos coeficientes de amortecimento modais da ponte, nomeadamente: i) método do EFDD com base no ensaio de vibração ambiental; ii) método do decremento logarítmico baseado no ensaio sob ação de tráfego ferroviário; iii) valores indicados na norma EN1991-2 (2003) para pontes com tabuleiro misto aço-betão. Por último, é apresentada a comparação das respostas dinâmicas numéricas e experimentais após a calibração, no que respeita a deslocamentos e acelerações, discutindo-se a influência do modelo numérico, dos coeficientes de amortecimento e da interação ponte-comboio na resposta dinâmica da ponte.

Por último, no Capítulo 8 são apresentadas as principais conclusões retiradas ao longo do trabalho bem como algumas perspetivas para investigações futuras.

2. MODELAÇÃO E METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

2.1. INTRODUÇÃO

Para a avaliação do comportamento dinâmico das estruturas são frequentemente utilizados modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos, apresentando-se como uma das ferramentas mais populares na engenharia de estruturas.

No âmbito do estudo dinâmico de pontes ferroviárias a correta modelação do sistema ponte-comboio revela-se primordial para uma avaliação realista do seu comportamento dinâmico. Deste modo, o presente capítulo, na secção 2.2, apresenta alguns aspetos importantes a ter em conta na modelação deste sistema, nomeadamente ao nível da modelação dos subsistemas ponte, via e comboio. É discutido também o grau de complexidade na modelação tendo em conta os objetivos estipulados.

A resposta dinâmica de uma ponte ferroviária à passagem de tráfego pode ser avaliada com recurso a diversas metodologias, salientando-se as metodologias empíricas, as metodologias analíticas, as metodologias simplificadas e as metodologias numéricas (ERRI-D214/RP6, 1999 e Ribeiro, 2004).

As metodologias de análise numérica, geralmente baseadas no método dos elementos finitos, são as mais usadas e têm como principal vantagem permitir estudar o comportamento dinâmico de estruturas complexas, no entanto estão tipicamente associadas a elevados tempos de cálculo. Este último facto tem vindo a ser eliminado face ao avanço tecnológico e ao crescente aumento da capacidade de processamento dos computadores. De entre as metodologias de análise numérica reparam-se as metodologias de cargas móveis e as metodologias com interação ponte-comboio.

A metodologia de cargas móveis é a mais simples e considera o comboio como um conjunto de cargas concentradas em movimento. Esta metodologia é a indicada em problemas em que a massa dos veículos é pequena comparativamente à massa da estrutura e onde a consideração da interação ponte-comboio é desprezável, visto não influenciar significativamente a resposta dinâmica da estrutura. Este método tem como principais vantagens a facilidade de implementação e o menor tempo de cálculo, mas uma das suas grandes desvantagens é ser demasiado conservativo na determinação dos efeitos dinâmicos máximos, podendo conduzir a soluções estruturais pouco otimizadas.

A metodologia com interação ponte-comboio é a mais fidedigna para simular o comportamento do sistema, mas também a de maior dificuldade de utilização pois envolve a modelação do comboio e o conhecimento dos seus parâmetros. Esta metodologia é bastante relevante em situações em que se pretenda avaliar o conforto dos passageiros, analisar a estabilidade do contacto roda-carril, avaliar os efeitos das irregularidades da via ou dos lisos das rodas dos comboios, etc (Ribeiro, 2012).

A secção 2.3 destina-se à apresentação das metodologias de análise dinâmica do sistema ponte-comboio. A secção inicia-se com a formulação do problema dinâmico e respetivos métodos numéricos para a sua resolução. Seguidamente são apresentadas as metodologias de cargas móveis e com interação ponte-comboio.

Na secção 2.4 são apresentadas as principais rotinas do programa utilizado para a realização das análises dinâmicas, o TBI - *Train-Bridge Interaction*, desenvolvido por Ribeiro (2012). Neste âmbito serão ainda descritos os melhoramentos implementados no TBI, em particular ao nível da extração automática de resultados através do desenvolvimento de uma interface gráfica em ambiente MatLab.

2.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

A criação de um modelo numérico que traduza o comportamento real de uma estrutura é uma tarefa complexa, existindo sempre um compromisso entre a complexidade do modelo e o tipo de resultados que se pretendem obter. Para uma correta avaliação dos fenómenos dinâmicos a que as pontes ferroviárias estão sujeitas à passagem do tráfego a modelação deve ter em conta os parâmetros da ponte, da via, assim como as características dinâmicas dos comboios.

2.2.1. MODELAÇÃO DO SUBSISTEMA PONTE-VIA

A comissão de especialistas D214 do ERRI (ERRI D214/RP2, 1999) refere um conjunto de aspetos a ter consideração na modelação numérica de pontes ferroviárias de várias tipologias, nomeadamente: pontes com tabuleiro em laje de betão armado, tabuleiros em viga caixão de betão pré-esforçado ou metálico, tabuleiro constituído por vigas múltiplas de betão ou metálicas, tabuleiros do tipo '*filler-beam*', entre outras.

Para o caso das pontes ferroviárias mistas de pequeno vão de acordo com a ERRI D214/RP2 (1999) deverão ser tidos em conta os seguintes aspetos: a secção efetiva do tabuleiro, a rigidez dos aparelhos de apoio, as características geométricas e mecânicas dos elementos estruturais, atender ao efeito "shear lag", garantir um grau de conexão aço-betão entre elementos adequado, uma distribuição tridimensional adequada do balastro na laje do tabuleiro, uma discretização que garanta uma disposição e localização apropriada das cargas ferroviárias, atender ao comportamento dinâmico local dos elementos do tabuleiro, entre outros.

Estudos realizados por Dieleman e Fournol (2003) demonstram a dificuldade em avaliar o comportamento dinâmico das pontes ferroviárias de pequeno vão, uma vez que neste tipo de estruturas existem diferenças significativas entre as respostas numéricas e as experimentais. Estas diferenças tendem a diminuir com o ajuste dos parâmetros numéricos mais sensíveis às respostas, como a rigidez, a

massa ou o amortecimento da ponte. Segundo os autores na modelação do sistema ponte-via deve atender-se às seguintes particularidades (Figura 2.1):

- o vão estrutural deve atender às dimensões dos apoios;
- o aumento de rigidez conferido pela continuidade da via, balastro e carris, tem influência nas condições de distribuição das cargas ferroviárias;
- o facto dos encontros conferirem uma maior rigidez no apoio à estrutura do que os apoios nos pilares intermédios, o que impede a rotação livre da laje;
- o amortecimento nos apoios é importante;
- a correta modelação do comportamento transversal da ponte;
- as irregularidades dos carris e defeitos nas rodas dos veículos;

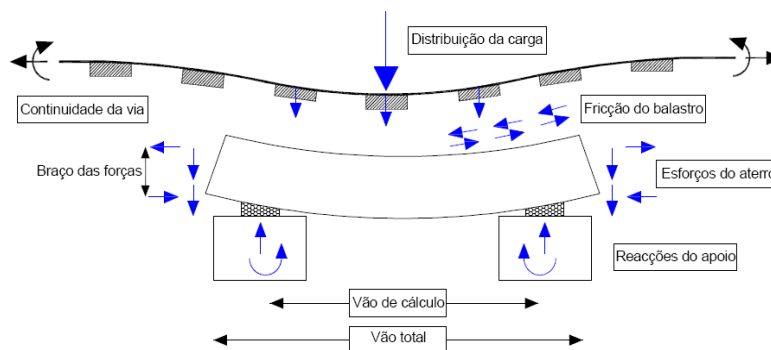


Figura 2.1 – Considerações gerais para a modelação de pontes de pequeno vão (adaptado de Dieleman e Fournol, 2003).

Os modelos dinâmicos ponte-via são geralmente baseados no método dos elementos finitos, admitem um comportamento linear e elástico, e podem apresentar diferentes graus de complexidade, nomeadamente: i) serem planos ou tridimensionais; ii) considerarem parte ou a totalidade dos elementos que constituem a ponte e a via.

No que respeita aos modelos planos, nos últimos anos, inúmeros investigadores têm vindo a desenvolver modelos numéricos com diferentes graus de complexidade para avaliar o comportamento do sistema ponte-via. Alguns destes exemplos constam nos trabalhos desenvolvidos por Calçada (1995), Yang et al. (2004a), Lou (2007), entre outros.

A comissão de especialistas ERRI D214/RP5 (1999) apresenta um modelo plano de maior complexidade que permite a consideração de todos os componentes da via e a sua influência na resposta dinâmica da estrutura. Este modelo plano modela o carril e a ponte por intermédio de elementos de viga, as travessas e o balastro são modeladas através de massas. A ligação das travessas à ponte e do balastro ao carril é realizada por um conjunto mola-amortecedor de comportamento linear. As ligações mola-amortecedor entre a travessa e o carril simulam o comportamento das palmilhas. As ligações mola-amortecedor entre o balastro e a travessa, e entre o balastro e a ponte, simulam o comportamento da superfície de contacto.

Na Figura 2.2 apresenta-se o modelo plano do sistema ponte-via proposto pela comissão de especialistas ERRI D214/RP5 (1999).

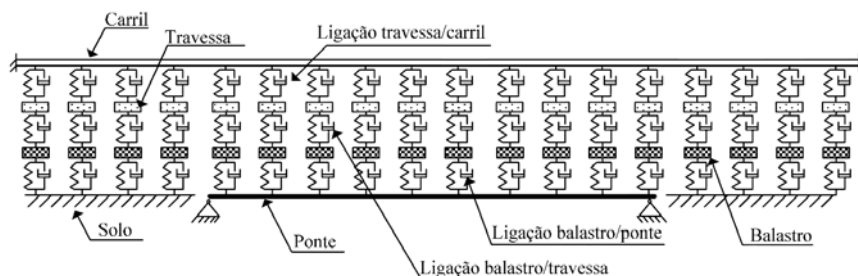


Figura 2.2 – Modelo plano do sistema ponte-via (ERRI D214/RP5, 1999).

Os modelos planos são geralmente aplicados a pontes com funcionamento simples, uma vez que tipicamente contabilizam o comportamento vertical e/ou longitudinal do sistema ponte-via, desprezando por completo o comportamento transversal, que em algumas situações é importante na análise do comportamento dinâmico do sistema.

Os modelos tridimensionais permitem reproduzir de forma mais aproximada os vários componentes do sistema ponte-via, por mais complexa que seja a sua geometria, permitindo uma avaliação mais fidedigna do comportamento dinâmico. Modelos numéricos tridimensionais de pontes ferroviárias, incluindo a via, podem ser encontrados nos trabalhos de Liu (2008), Zabel e Brehm (2008), Horas (2011), Carvalho (2011), Bonifácio (2012), Meixedo (2012) e Ribeiro (2012). Estes modelos permitem a inclusão direta do efeito compósito ponte-via, uma degradação mais realista das cargas, o efeito de continuidade da via entre tabuleiros adjacentes ou entre os tabuleiros e os aterros.

Os trabalhos de Horas (2011), Carvalho (2011), Bonifácio (2012) e Meixedo (2012) simularam os componentes da via, nomeadamente o balastro, as travessas e as palmilhas através de elementos finitos de volume e os carris foram modelados por intermédio de elementos de viga. A ligação balastro-tabuleiro foi materializada com elementos finitos de viga de elevada rigidez que permitiu posicionar o balastro em relação ao tabuleiro, modelado com elementos finitos de casca, assim como garantir a compatibilização entre os graus de liberdade de ambos os elementos. Na Figura 2.3a apresenta-se o modelo numérico tridimensional do viaduto de Alverca desenvolvido por Horas (2011).

Liu (2008) de maneira a reduzir a dimensão do modelo numérico, modelou as travessas através de elementos de massa e a sua ligação aos carris e ao balastro foi materializada através de sistemas mola-amortecedor (Figura 2.3b) cujas características são idênticas à das palmilhas e ligação travessas-balastro respetivamente.

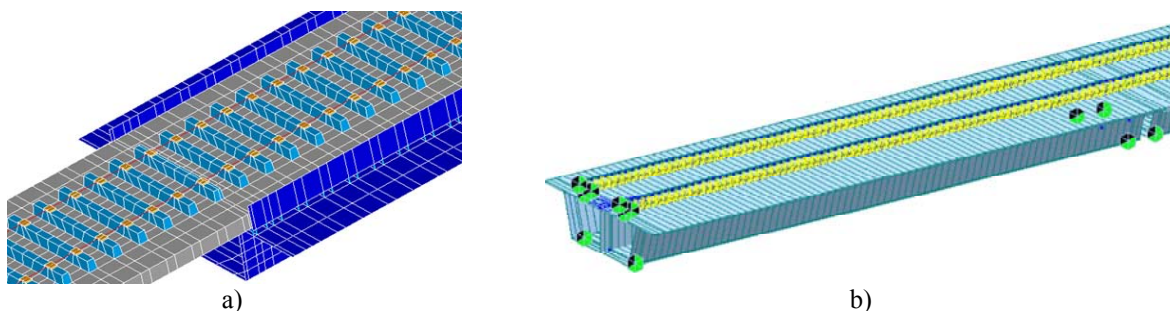


Figura 2.3 – Modelos tridimensionais de pontes ferroviárias incluindo a via: a) viaduto de Alverca, Portugal (Horas, 2011); c) viaduto de Sesia, Itália (Liu, 2008).

Os modelos numéricos da via assumem geralmente o comportamento linear e elástico dos materiais dos seus elementos. Schmitt (2006) considera que esta hipótese não é válida para o caso do balastro devido à grandeza das tensões a que se encontra sujeito sob acção do tráfego (Ribeiro, 2012). A comissão de especialistas D214 do ERRI (ERRI D214/RP2, 1999) refere ainda que as propriedades mecânicas do betão da ponte devem ser corrigidas para atender à elevada velocidade de deformação resultante da solicitação das cargas de tráfego.

2.2.2. MODELAÇÃO DO SUBSISTEMA COMBOIO

No estudo do movimento do comboio sobre uma ponte deverão ser considerados dois efeitos associados à massa do veículo: o efeito gravitacional e o efeito de inércia.

O efeito gravitacional é representado considerando o comboio como um conjunto de cargas verticais em movimento (Figura 2.4), constantes no tempo, correspondendo ao peso dos veículos que constituem o comboio e que são transmitidas à ponte através dos eixos. Este tipo de representação é denominado por cargas móveis e a sua metodologia será descrita na secção 2.3.3. Acresce que esta forma de representação do veículo é a indicada em problemas em que a massa dos veículos é pequena comparativamente à massa da estrutura.

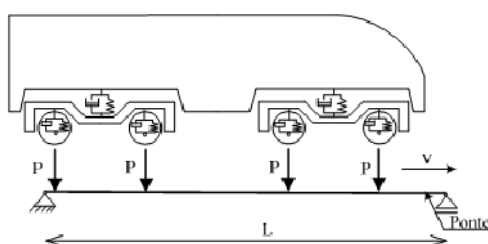


Figura 2.4 – Modelo de cargas móveis (Rigueiro, 2007).

A resposta da ponte através desta representação não tem conta os efeitos dinâmicos associados à vibração do veículo no percurso sobre a ponte. De facto, a acção do veículo sobre a ponte não é constante mas sim variável devido aos efeitos da inércia das massas suspensas e não suspensas do veículo.

Neste contexto, surgiram modelos do comboio assentes em formulações multicorpo, assentes no método dos elementos finitos e ainda em modelos híbridos que combinam estas duas formulações. Na generalidade das situações os comboios são modelados a partir de formulações multicorpo que consideram o veículo como um conjunto de corpos rígidos (caixa, bogies, e rodas) ligados por elementos flexíveis (suspensões primárias e secundárias). Os modelos multicorpo podem ser bidimensionais ou tridimensionais, apresentando diferentes níveis de complexidade com o intuito de reproduzir de forma adequada o efeito inercial dos veículos.

Os modelos mais simples são os modelos de massas móveis, que simulam o veículo através de uma massa móvel a uma velocidade constante (Figura 2.5a). Estes modelos têm em conta os efeitos de inércia associados ao veículo mas negligenciam o contributo de cada elemento constituinte do veículo, como as suspensões, a caixa, os eixos e os bogies.

Na sequência deste modelo surgiu o modelo de massas suspensas, que considera as massas móveis (M_v) suspensas por um sistema mola-amortecedor (Figura 2.5b). Estes modelos reproduzem cada eixo individual do comboio negligenciando a ligação entre os eixos dos veículos, bem como a caixa ou os bogies.

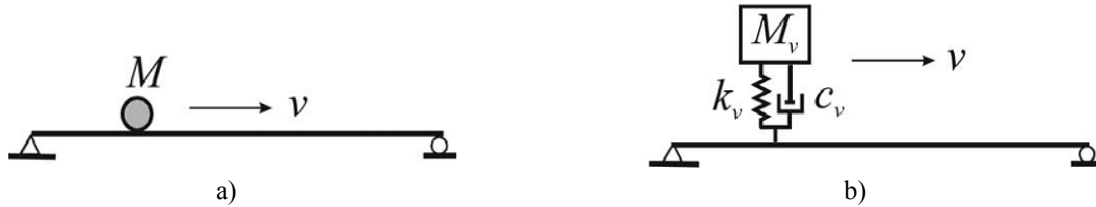


Figura 2.5 – Modelos dinâmicos 2D de um veículo (Yang et al., 2004): a) massas móveis; b) massas suspensas.

Os modelos dinâmicos dos veículos mais completos simulam todos os seus elementos constituintes, podendo ser modelados no plano ou no espaço.

Na Figura 2.6 apresenta-se o modelo bidimensional apresentado pela comissão de especialistas ERRI D214/RP9 (1999) que considera a carruagem como um corpo rígido (massa M_{cv} , inércia de rotação J_{cv}), dois bogies (massas M_{bog1} e M_{bog2} e inércias de rotação J_{bog1} e J_{bog2}), e quatro eixos (massas M_{w1} a M_{w4}). As quatro suspensões primárias e as duas suspensões secundárias são simuladas por um sistema constituído por uma mola com comportamento elástico e linear (K_{p1} a K_{p4} para as suspensões primárias e K_{s1} a K_{s4} para as suspensões secundárias) e um amortecedor com amortecimento viscoso (C_{p1} a C_{p4} para as suspensões primárias e C_{s1} a C_{s4} para as suspensões secundárias). A caixa e os bogies têm dois graus de liberdade (vertical e rotação no plano) enquanto as rodas apenas possuem um grau de liberdade vertical. Calçada (1995) desenvolveu um modelo semelhante ao descrito pela ERRI, no entanto simulou o contacto roda-carril através de uma mola definida com base na teoria de Hertz.

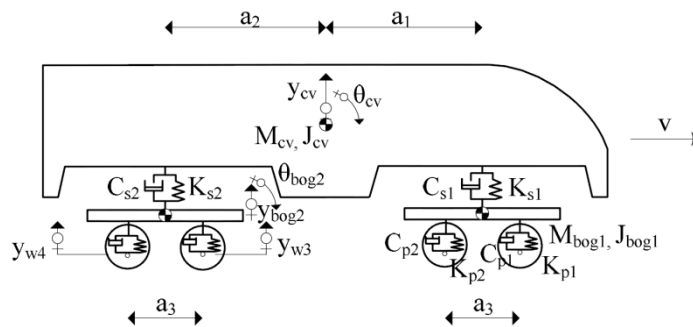


Figura 2.6 – Modelo dinâmico 2D de um veículo com massas suspensas (Rigueiro, 2007).

Na sequência deste modelo e aliado ao avanço do processamento dos computadores surgiram os modelos tridimensionais que possibilitam aumento do número de graus de liberdade da caixa, dos bogies e dos eixos.

Na Figura 2.7 apresenta-se um exemplo deste tipo de modelo proposto por Xia e Zhang (2005) onde a caixa e os bogies apresentam 5 graus de liberdade (2 translações e 3 rotações) e os eixos apresentam 3 graus de liberdade (translações nas direções vertical e horizontal e rotação no plano).

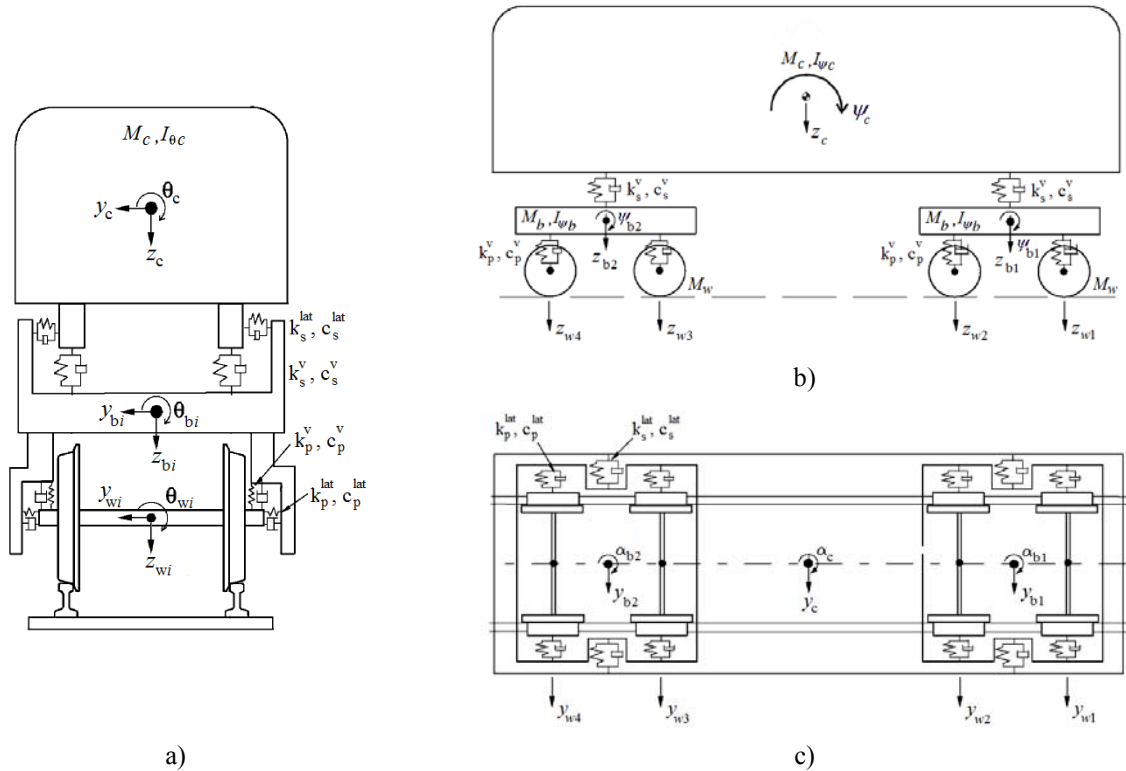


Figura 2.7 – Modelo de veículo tridimensional (Xia e Zhang, 2005): a) vista frontal; b) alçado; c) planta

Como referido, na generalidade das situações os comboios são modelados a partir de formulações multicorpo no entanto alguns autores aumentaram a complexidade dos modelos através de formulações assentes no método dos elementos finitos, visando um comportamento mais realista do veículo sobretudo pela inclusão da flexibilidade dos seus elementos, nomeadamente da caixa, bogies e eixos, assim como através da modelação do sistema passageiro-assento. Exemplos destes trabalhos podem ser encontrados nas referências Hanson, (2006) e Ribeiro (2012).

Na Figura 2.8 apresenta-se um modelo de elementos finitos tridimensional do comboio Alfa Pendular, realizado por Ribeiro (2012).

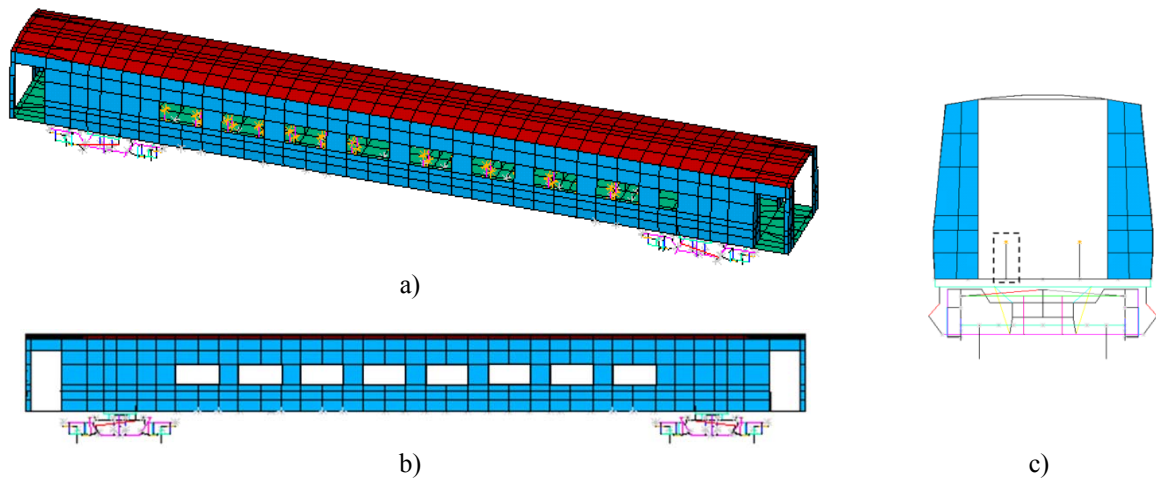


Figura 2.8 – Modelo numérico do comboio alfa pendular (veículo BBN): a) perspetiva; b) alçado; c) vista de topo. (adaptado de Ribeiro (2012)).

Neste modelo, a caixa do veículo foi modelada por intermédio de elementos finitos de casca enquanto os bogies foram modelados através de elementos finitos de viga, com exceção das suspensões, das bielas, dos amortecedores e do sistema de pendulação que foram modelados através de conjuntos mola-amortecedor. A estrutura foi discretizada com 1082 elementos de casca, 1029 elementos de viga e 148 conjuntos mola-amortecedor. O número total de nós é de 1902, a que correspondem 10704 graus de liberdade (Ribeiro, 2012).

2.3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

As metodologias de análise dinâmica do sistema ponte-comboio recorrem tipicamente a métodos numéricos no âmbito do estudo do comportamento dinâmico de estruturas complexas. Estas metodologias recorrem a modelos numéricos de elementos finitos que simulam os subsistemas da ponte, da via e do comboio.

2.3.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

A equação de equilíbrio dinâmico traduz o equilíbrio das forças associadas a cada um dos graus de liberdade discretizadores da estrutura. Em cada grau de liberdade e para cada instante de tempo está presente o equilíbrio das forças exteriores $f(t)$ e as forças interiores do sistema, constituídas pelas forças de inércia $f_i(t)$, forças de amortecimento $f_c(t)$ e as forças elásticas $f_e(t)$.

$$f_i(t) + f_c(t) + f_e(t) = f(t) \quad (2.1)$$

As forças de inércia são dadas por $f_i(t) = M \cdot \ddot{u}$, onde M corresponde à matriz de massa e \ddot{u} ao vetor das acelerações. As forças de amortecimento são dadas por $f_c(t) = C \cdot \dot{u}$, onde C corresponde à matriz de amortecimento e \dot{u} corresponde ao vetor de velocidades. Por último, as forças elásticas são dadas por $f_e(t) = K \cdot u$, onde K corresponde à matriz de rigidez e u ao vetor dos deslocamentos. A Expressão (2.1) pode então ser reescrita da seguinte forma, também denominada por equação de equilíbrio dinâmico (Chopra, 2006):

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = P(t) \quad (2.2)$$

Os elementos constituintes das matrizes de massa, rigidez e amortecimento, ou seja, M_{ij} , C_{ij} e K_{ij} são representativos das forças generalizadas que ocorrem no grau de liberdade i , quando é imposto uma aceleração, velocidade ou deslocamento unitário no grau de liberdade j . Os vetores coluna $u(t)$, $\dot{u}(t)$ e $\ddot{u}(t)$ correspondem aos deslocamentos, velocidades e acelerações generalizadas em cada um dos n graus de liberdade da estrutura, enquanto o vetor $P(t)$ corresponde às forças aplicadas nos n graus de liberdade.

As matrizes M , K e C são obtidas a partir da assemblagem das diversas matrizes locais correspondentes a cada elemento. Nas estruturas correntes os mecanismos que conduzem ao amortecimento das vibrações são de natureza diversa (Chopra, 1995), sendo difícil de calcular os coeficientes da matriz de amortecimento com base nas dimensões dos elementos estruturais e nas propriedades de amortecimento

dos seus materiais (Neves, 2008). Por esse motivo, a matriz de amortecimento é geralmente definida com base nos coeficientes de amortecimento modais da estrutura, podendo estes valores ser obtidos a partir de ensaios experimentais ou através da regulamentação vigente.

A equação de equilíbrio dinâmico consiste num sistema de n equações diferenciais de 2ª ordem e pode ser resolvida através de duas abordagens distintas, no domínio do tempo ou no domínio da frequência. A abordagem no domínio do tempo é a mais utilizada no âmbito das metodologias numéricas de análise dinâmica, pelo que nas secções seguintes serão apresentados os dois métodos de resolução da equação de equilíbrio dinâmico mais usualmente utilizados. Mais adiante no Capítulo 3, no âmbito da identificação dinâmica experimental, será apresentada uma metodologia para a resolução da equação do equilíbrio dinâmico no domínio da frequência.

2.3.2. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Existem vários métodos de integração numérica das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico, destacando-se os métodos de integração direta, como o método de Newmark ou o método HMT, e o método da sobreposição modal.

2.3.2.1. Método de Newmark

O método de Newmark é um método implícito de integração direta, em ordem ao tempo, do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico, apresentando o seu conceito básico através das seguintes expressões (Clough e Penzien, 2003; Chopra, 2006):

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_t^{t+\Delta t} \dot{u}(t) dt \quad (2.3)$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \int_t^{t+\Delta t} \ddot{u}(t) dt \quad (2.4)$$

Este método baseia-se no pressuposto que a aceleração varia linearmente entre os instantes t e $t + \Delta t$, e é condicionada por dois parâmetros, γ e β , podendo estes serem determinados de modo a obter-se precisão e estabilidade no processo de integração. Os integrais apresentados nas equações (2.3) e (2.4) podem ser estimados numericamente, ou seja, de forma aproximada, a partir das seguintes expressões de Newmark:

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \cdot \dot{u}(t) + \Delta t^2 (0.5 - \beta) \cdot \ddot{u}(t) + \Delta t^2 \cdot \beta \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (2.5)$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + [(1 - \gamma) \cdot \Delta t] \cdot \ddot{u}(t) + \Delta t \cdot \gamma \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (2.6)$$

Para que o método seja incondicionalmente estável e de precisão de 2º ordem, os parâmetros de Newmark assumem os valores de $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$ (Chopra, 2006).

De forma a garantir a apropriada representação dos primeiros modos de vibração da estrutura, geralmente os que contribuem mais significativamente para a resposta dinâmica, é indispensável a consideração de um incremento de tempo de integração (Δt) adequado. De acordo com a comissão de especialistas ERRI D214/RP 9 (1999) o incremento de tempo utilizado nas análises dinâmicas sem interação deverá cumprir o seguinte do critério:

$$\Delta t = \min \left\{ \frac{1}{8 \cdot f_{\max}}; \frac{L}{4 \cdot n \cdot v_{\max}} \right\} \quad (2.7)$$

O f_{\max} corresponde à frequência de vibração máxima que se pretende considerar na resposta, L corresponde ao comprimento do vão da ponte, n ao número de modos de vibração que se pretende incluir para o cálculo da resposta e v_{\max} à velocidade máxima de circulação do comboio. Refira-se que o primeiro critério pretende assegurar que o ciclo do movimento sinusoidal de maior frequência seja representado no mínimo por oito pontos, enquanto o segundo critério pretende que o incremento de tempo seja o suficiente para caracterizar a acção de forma precisa, para tal é considerado que o tempo de atuação de uma dada carga que se movimenta à velocidade v_{\max} sobre a estrutura, dado por L/v_{\max} , é discretizado em $4n$ intervalos.

Ribeiro (2004) realizou uma série de análises determinando a influência do incremento de tempo nas respostas dinâmicas de uma ponte, tendo concluído que ao nível da resposta em acelerações os critérios referidos anteriormente revelaram ser pouco precisos. Neste contexto, o autor sugeriu a seguinte expressão:

$$\Delta t = \frac{1}{20 \cdot f_{\max}} \quad (2.8)$$

Note-se que este critério pretende assegurar que o ciclo do movimento sinusoidal de maior frequência seja representado no mínimo por vinte pontos.

2.3.2.2. Método da sobreposição modal

O método da sobreposição modal baseia-se na transformação do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico num sistema de equações diferenciais linearmente independentes, associadas a cada modo de vibração da estrutura. Este método possibilita o estudo de cada modo de forma independente o que facilita consideravelmente a resolução das equações diferenciais, conduzindo a menores tempos de cálculo comparativamente com outros métodos.

O desacoplamento das equações diferenciais é realizado através da transformação das coordenadas do espaço real (u) em coordenadas no espaço modal (y_n). A equação de equilíbrio dinâmico desligada relativa ao modo de vibração n é dada por (Chopra, 2006):

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (2.9)$$

onde M_n representa a massa modal, C_n o amortecimento modal, K_n a rigidez modal e F_n a força modal. Atendendo às condições de ortogonalidade entre os modos de vibração relativamente à matriz de massa e rigidez e considerando uma matriz de amortecimento de Rayleigh (Chopra, 2006) obtém-se:

$$M_n = \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n \quad (2.10)$$

$$K_n = \phi_n^T \cdot K \cdot \phi_n \quad (2.11)$$

$$C_n = \phi_n^T \cdot C \cdot \phi_n \quad (2.12)$$

$$F_n(t) = \phi_n^T \cdot F(t) \quad (2.13)$$

Assumindo os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa, a equação de equilíbrio dinâmica desligada (Equação (2.9)), relativa ao modo de vibração n expressa-se por (Chopra, 2006):

$$\ddot{y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = F_n \quad (2.14)$$

onde \ddot{y}_n , \dot{y}_n e y_n representam as acelerações, velocidades e deslocamentos modais respetivamente, ξ_n e ω_n correspondem ao amortecimento e à frequência angular do modo n respetivamente.

Uma das vantagens na determinação do contributo de cada modo de vibração de forma separada é a possibilidade de atribuir amortecimentos diferentes a cada modo (Equação (2.14)). Cada equação de equilíbrio dinâmico desligada pode ser resolvida por diversos métodos numéricos, como por exemplo, o método de Newmark ou o integral de Duhamel. Resolvendo as equações de equilíbrio desligadas calculam-se as coordenadas modais (\ddot{y}_n , \dot{y}_n e y_n) e através do princípio da sobreposição de efeitos, as respostas totais no espaço real são iguais ao somatório do contributo das respostas dos n modos do espaço modal.

Os deslocamentos, velocidades e acelerações associadas a cada um dos graus de liberdade da estrutura podem então ser determinados através das seguintes expressões:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot y_n(t) \quad (2.15)$$

$$\dot{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot \dot{y}_n(t) \quad (2.16)$$

$$\ddot{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot \ddot{y}_n(t) \quad (2.17)$$

2.3.3. METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS

A metodologia de cargas móveis considera o comboio como um conjunto de cargas verticais em movimento, simulando a passagem deste ao longo da ponte a uma determinada velocidade. Trata-se que uma metodologia simples e de fácil implementação computacional uma vez que não atende às especificidades do subsistema comboio.

De facto, a omissão da influência do comboio na sua interação dinâmica com a estrutura não permite avaliar a resposta real da ponte, uma vez que tem influência quer nas frequências naturais do sistema ponte-comboio, devido sobretudo à não consideração da massa do comboio, quer no amortecimento do sistema conjunto.

Acresce ainda como limitação desta abordagem a impossibilidade de se determinarem as acelerações no interior das carruagens, condicionando a avaliação do conforto dos passageiros. Como grande vantagem desta metodologia destacam-se os tempos de cálculo competitivos.

Estudos realizados por Museros et al. (2002) referem que para o caso de pontes ferroviárias com comprimentos inferiores a 15-20 m, a resposta dinâmica para velocidades de ressonância é reduzida

cerca de 25% caso sejam utilizados modelos com interação ponte-comboio comparativamente aos modelos de cargas móveis. No entanto, para velocidades afastadas da ressonância as respostas dinâmicas conduziram a resultados semelhantes para ambas as metodologias. Constatou-se ainda que no caso dos modelos de cargas móveis a resposta dinâmica em ressonância leva a resultados demasiado conservativos.

Nesta metodologia numérica, cada carga por eixo do comboio (P_k) é constante no tempo e corresponde ao peso dos veículos que constituem o comboio. Para um dado instante de tempo, o valor de cada uma das cargas que atua nos nós pertencentes ao percurso das cargas, é definido através de funções de carga que representam a força nodal equivalente às cargas móveis (P_i) que percorrem a ponte.

O percurso das cargas móveis é constituído pelos nós utilizados para a discretização da estrutura. A posição de cada uma das cargas móveis $x_k(t)$ no instante t é determinada a partir da soma da posição inicial $x_k(t_0)$ com o espaço percorrido pelo comboio à velocidade de circulação (v), ou seja:

$$x_k = x_k(t_0) + v \cdot t \quad (2.18)$$

A partir da posição de cada uma das cargas é então possível determinar, para um dado instante de tempo t , a força nodal equivalente (P_i):

$$P_i = P_k N_i(x_k) \quad (2.19)$$

em que $N_i(x_k)$ é uma função de forma linear definida para o nó i da estrutura (Figura 2.9) dada por:

$$N_i(x) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}} \Leftarrow x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}} \Leftarrow x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (2.20)$$

sendo $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$, as distâncias entre os nós $i-1$ e i e os nós i e $i+1$, respetivamente.

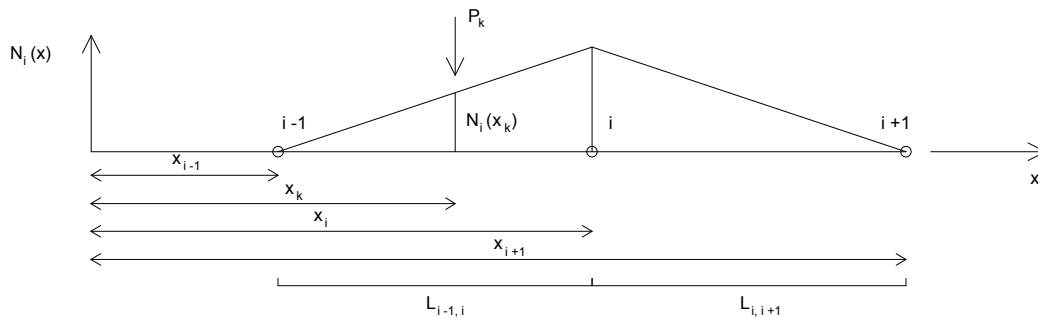


Figura 2.9 – Variação da força nodal no nó i devida à passagem da carga rolante P_k .

Para ilustrar este conceito apresentam-se na Figura 2.10 as funções de carga nos nós 1 e 2 relativas à passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 240 km/h numa ponte simplesmente apoiada com 20 metros de vão e discretizada através de 5 nós, com espaçamento regular de 5m. O incremento de tempo (Δt) foi considerado igual a 0,001s.

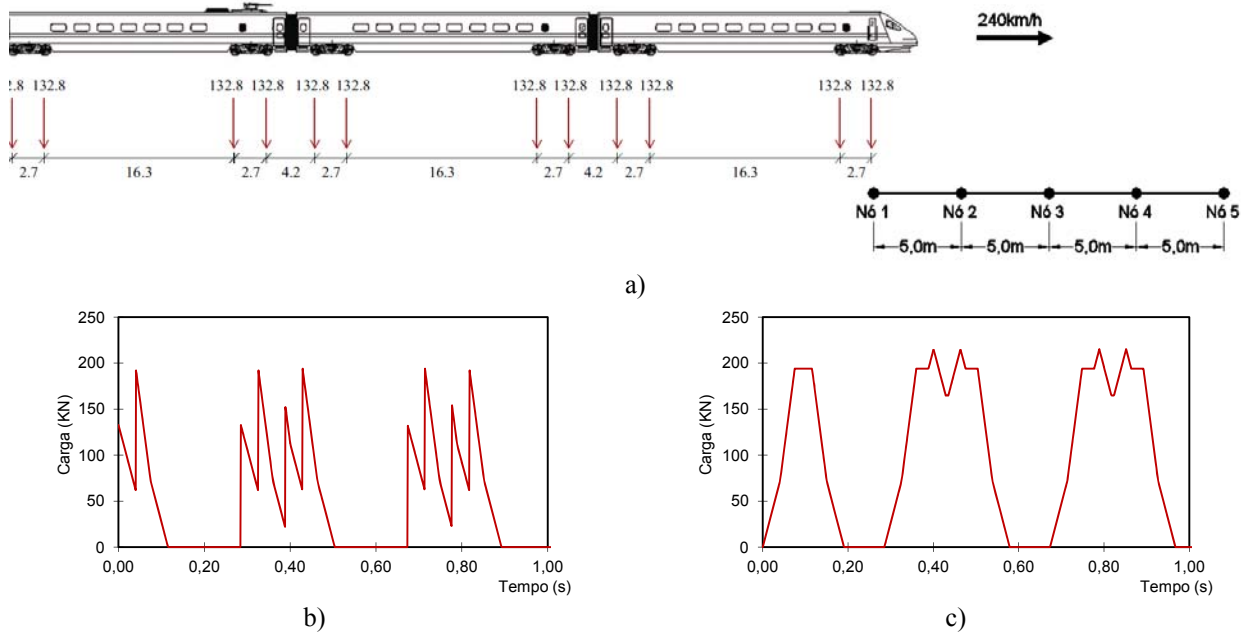


Figura 2.10 – Aplicação da metodologia de cargas móveis para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 240km/h com $\Delta t=0,001$ s: a) esquema de cargas; b) função de carga no nó 1; c) função de carga no nó 2.

2.3.4. METODOLOGIA COM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A metodologia com interação ponte-comboio pode ser realizada através de uma metodologia iterativa que considera a ponte e o comboio como dois subsistemas modelados de forma independente e calculados em simultâneo ao longo do tempo. Em cada incremento de tempo recorre-se a um processo iterativo que visa a compatibilização dos dois subsistemas em termos da força dinâmica de interação e dos deslocamentos da ponte sob as cargas móveis (Ribeiro, 2012).

Na Figura 2.11 ilustra-se o problema clássico da interação entre a ponte e um veículo ferroviário, podendo incluir também as irregularidades da via.

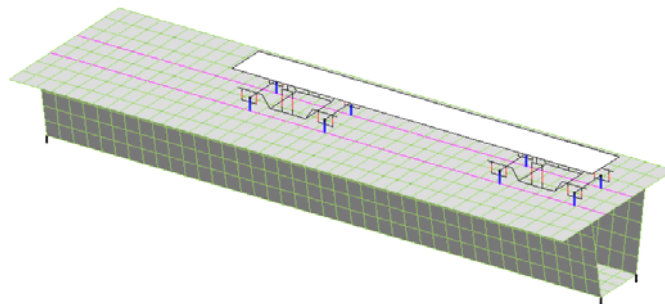


Figura 2.11 – Metodologia com interação ponte-comboio (Ribeiro, 2012).

As equações de equilíbrio dinâmico são estabelecidas separadamente para os dois subsistemas, ou seja, para a ponte (p) e para o comboio (c), expressando-se da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

onde M , C e K são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez respetivamente, $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ correspondem aos vetores das acelerações, velocidades e deslocamentos respetivamente, e F é o vetor das forças. Os índices 'p' e 'c' estão associados às matrizes ou vetores referentes à ponte e ao comboio, respetivamente.

A resolução das equações de equilíbrio dinâmico do sistema ponte-veículo é um processo iterativo, onde em cada passo de integração no domínio do tempo (Δt), a formulação visa compatibilizar os dois subsistemas estruturais, resultando para cada iteração k as seguintes operações (Calçada, 1995; Ribeiro, 2004):

- 1 - As cargas móveis correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte. Cada carga móvel $F_p^k(t)$ é obtida através da expressão:

$$F_p^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t) \quad (2.22)$$

em que F_{sta} é a componente estática da força de interação, constante ao longo do tempo, e $F_{dyn}^{k-1}(t)$ é a componente dinâmica da força de interação relativa à iteração anterior (igual a $F_{dyn}(t - \Delta t)$ para a primeira iteração). Da resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico relativo à ponte obtêm-se os deslocamentos nodais, a partir dos quais são obtidos os deslocamentos sob cada carga móvel, $u_p^k(t)$.

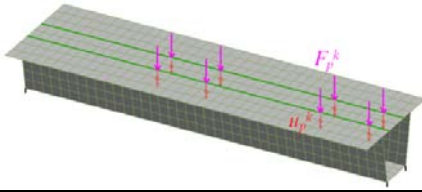
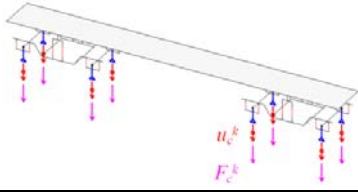
- 2 - Ao mesmo tempo, cada ponto de contacto do comboio é submetido à ação de um assentamento de apoio ($u_c^k(t)$) correspondente ao deslocamento $u_p^{k-1}(t)$ calculados na iteração anterior, somado à eventual irregularidade ($r(t)$) no ponto onde está localizada a carga. Da resolução do sistema de equações relativo ao comboio resultam, para cada ponto de contacto, as reações de apoio $F_c^k(t)$ que constituem o conjunto das forças de interação $F_{dyn}^k(t)$ a aplicar à ponte na iteração seguinte.
- 3 - No final de cada iteração utiliza-se um critério de convergência que tem em conta as componentes dinâmicas das forças de interação da iteração corrente e da anterior, e que para cada carga móvel tem por base o cálculo do seguinte quociente:

$$\frac{\|F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\|}{\|F_{dyn}^{k-1}(t)\|} \quad (2.23)$$

O processo para o instante de tempo t termina se a Expressão (2.23) for inferior ou igual a uma dada tolerância, considerando-se que os dois sistemas estruturais foram compatibilizados, avançando-se para o instante seguinte $t + \Delta t$. Se tal não acontecer avança-se para uma nova iteração. No instante inicial as componentes dinâmicas da força de interação $F_{dyn}(t = 0)$ são nulas.

A metodologia iterativa descrita é apresentada no Quadro 2.1 de uma forma mais resumida.

Quadro 2.1 – Metodologia iterativa para a resolução do problema dinâmico com interação ponte-comboio (Ribeiro, 2012).

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_P^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t)$	$u_c^k(t) = u_p^k(t) + r(t)$
Resultado	$u_p^k(t)$	$F_{dyn}^k(t) = F_c^k(t)$
Critério de convergência	$\frac{\ F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\ }{\ F_{dyn}^{k-1}(t)\ }$	
	<p>Se \leq tolerância $\rightarrow t + \Delta t$</p> <p>Se $>$ tolerância $\rightarrow k + 1$</p>	

2.4. APLICAÇÃO COMPUTACIONAL TBI

O programa utilizado para a realização das análises dinâmicas que suportam o presente trabalho foi o TBI - *Train-Bridge Interaction*, desenvolvido por Ribeiro (2012). Este programa foi desenvolvido em ambiente MatLab e possibilita a realização de análises dinâmicas com base nas metodologias de cargas móveis e com interação ponte-comboio.

2.4.1. ARQUITETURA DO PROGRAMA

Esta secção destina-se à apresentação resumida das principais rotinas do programa e respetivo funcionamento conforme ilustrado no fluxograma da Figura 2.12. A descrição detalhada do funcionamento do programa TBI pode ser encontrada em Ribeiro (2012).

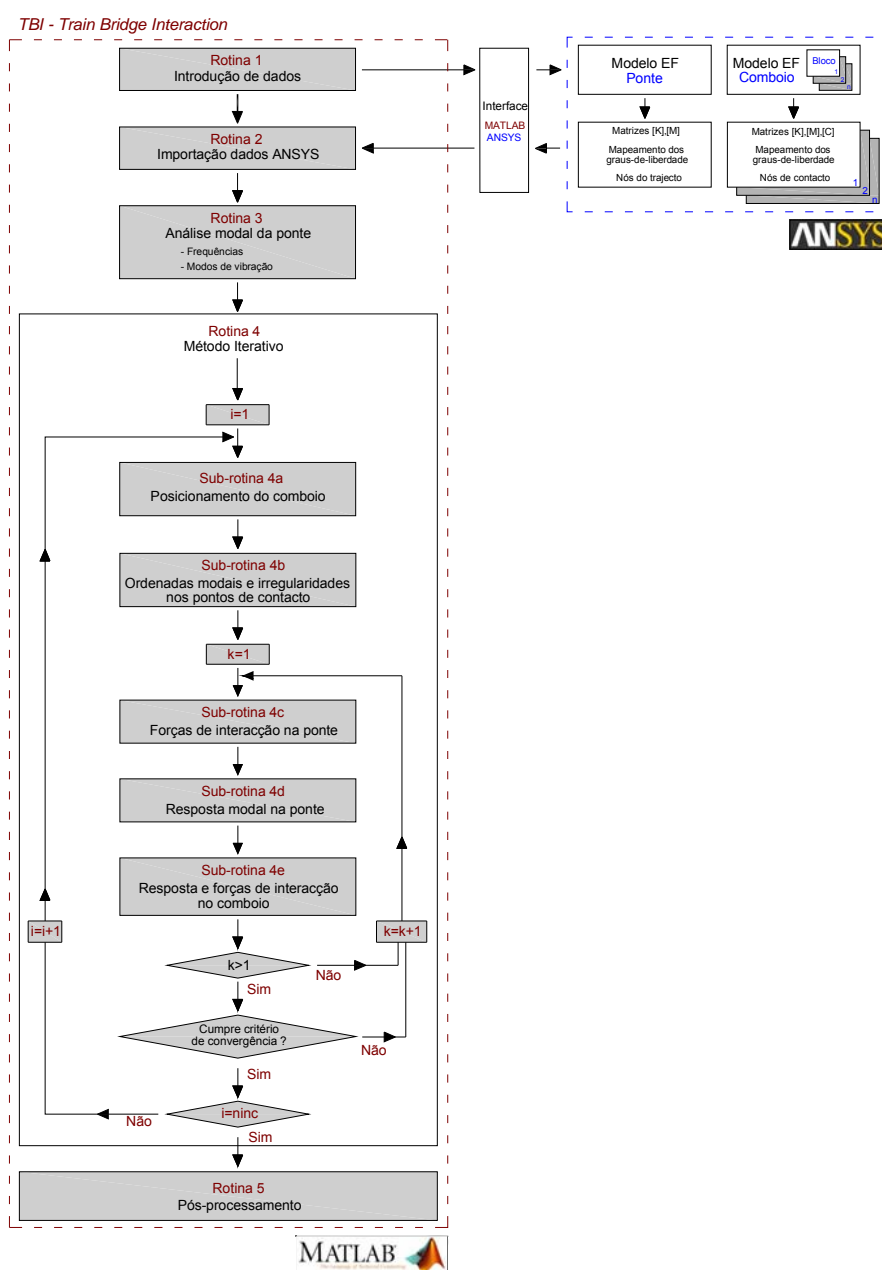


Figura 2.12 – Fluxograma do programa TBI (adaptado de Ribeiro (2012)).

Os modelos numéricos da ponte e do comboio são criados através do programa ANSYS, e a extração da informação necessária para a resolução do problema dinâmico é realizada através de uma interligação eficiente entre os programas ANSYS e MATLAB em modo *batch*. A informação extraída dos modelos é função do tipo de problema dinâmico que se pretende realizar. Para o caso de problemas com interação ponte-comboio, a informação extraída está sobretudo relacionada com a geometria, a numeração dos nós do trajeto das cargas na ponte, a numeração dos nós de contacto do comboio e as matrizes de massa, rigidez e amortecimento de cada um dos subsistemas.

Em problemas com interação dinâmica ponte-comboio o programa recorre ao método da sobreposição modal na resolução para a resolução do subsistema ponte, possibilitando uma redução significativa dos tempos de cálculo das análises. Para isso muito contribuiu o facto de apenas ser considerada a informação modal dos nós do caminho de cargas onde existem forças aplicadas na resolução das equações de equilíbrio dinâmico desligadas. O cálculo do subsistema comboio é realizado através de um método de integração direta, o método de Newmark, uma vez que a presença de amortecedores localizados nos veículos não permite realizar o desacoplamento das equações de equilíbrio dinâmico do comboio. A resolução do sistema de equações envolve o recurso a uma factorização de Cholesky permitindo também a redução dos tempos de cálculo (Ribeiro, 2012).

O programa TBI é constituído por cinco rotinas principais, que se descrevem em seguida de forma sucinta (Ribeiro, 2012):

Rotina 1 - Introdução de dados

Esta rotina destina-se à introdução dos dados gerais no programa, cujos parâmetros necessários para a sua execução são apresentados resumidamente no Quadro 2.2, em função do tipo de análise dinâmica que se pretenda realizar.

Quadro 2.2 – Parâmetros gerais para a execução do programa TBI (adaptado de Furtado (2013)).

Parâmetros gerais	Tipo de problema dinâmico	
	Cargas Móveis	Interação ponte-comboio
1 - Nome do ficheiro ANSYS da ponte	√	√
2 - Nome do ficheiro ANSYS do comboio	---	√
3 - Incremento de tempo (Δt)	√	√
4 - Número máximo de iterações (<i>niter</i>)	---	√
5 - Tolerância do critério de convergência (ε)	---	√
6 - Parâmetros de Newmark (β e γ)	√	√
7 - Número de modos de vibração (<i>n</i>) e respetivos amortecimentos modais (ξn)	√	√
8 - Coordenadas do trajeto de cargas (<i>x,y,z</i>) segundo o sistema de eixos adotado no modelo ANSYS	√	√
9 - Coordenadas dos nós de contato (<i>x,y,z</i>) segundo o sistema de eixos adotado no modelo ANSYS	---	√
10 - Posição relativa do comboio ao início do trajeto de cargas	√	√
11 - Irregularidades da via	---	√
12 - Tipo do comboio (de entre uma base de dados que inclui 11 comboios)	√	√
13 - Ordenação e posição dos blocos do comboio	---	√
14 - Velocidade do comboio (km/h)	√	√
15 – Direção da interação (<i>x, y, z</i>) entre a ponte e o comboio	√	√

Rotina 2 – Importação de dados do programa ANSYS

Esta rotina permite a importação de dados a partir do programa ANSYS aberto em modo "batch". A informação extraída relativa aos subsistemas, ponte e comboio, incluiu as matrizes de massa, de rigidez e de amortecimento em formato 'Harwell-Boeing'. É ainda extraído um ficheiro de mapeamento, com a informação da correspondência entre cada grau de liberdade com o número do nó e o tipo de grau de liberdade (X, Y, Z, ROTX, ROTY e ROTZ) de cada um dos subsistemas. Por último é criada uma listagem dos nós do trajeto das cargas e dos nós de contacto com a indicação das respetivas coordenadas.

Rotina 3 – Parâmetros modais

Nesta rotina é calculado o problema de valores e vetores próprios, ou seja a análise modal, com vista à determinação os parâmetros modais da ponte, nomeadamente as frequências naturais e os modos de vibração que vêm normalizados em relação à matriz de massa.

Rotina 4 – Resolução do problema dinâmico

Esta rotina é constituída por um conjunto de sub-rotinas (sub-rotinas 4a a 4e), estando a maioria delas relacionadas com o método iterativo para a resolução do problema dinâmico com interação. A rotina inicia-se com a definição o número total de passos de integração (*ninc*) da análise dinâmica que é função do incremento de tempo, da velocidade do comboio, da extensão do trajeto das cargas, da extensão do comboio e do tempo em vibração livre do sistema ponte-comboio.

Sub-Rotina 4a – Posicionamento do comboio

O processo iterativo inicia-se com posicionamento do comboio sobre a ponte, seja por intermédio das cargas móveis ou pelos blocos que constituem o comboio no caso da metodologia com interação.

Sub-Rotina 4b – Ordenadas modais sob os nós de contato.

Esta sub-rotina envolve o cálculo das ordenadas modais, e no caso do problema com interação ponte-comboio das irregularidades sob os pontos de contacto.

As ordenadas modais dos pontos de contato são obtidas com base nas ordenadas modais dos nós vizinhos pertencentes ao trajeto das cargas, indicados por i e j , através de funções de forma de um elemento de viga bidimensional (Figura 2.13). As ordenadas modais são calculadas com base nos deslocamentos e rotações dos nós vizinhos do ponto de aplicação da carga e do parâmetro adimensional ξ , dado por:

$$\xi = \frac{(x - x_i)}{(x_j - x_i)} = \frac{a}{L} \quad (2.24)$$

onde a representa a distância do ponto de contacto ao nó i , L é a distância entre os nós i e j , e ξ assume valores no intervalo entre 0 e 1.

Assim, a ordenada do modo de vibração n sob um determinado ponto de contacto, $\hat{\Phi}_n(\xi)$, no caso em que a direcção da aplicação da carga é a direcção y e o plano de contacto é o plano xy , é dada por:

$$\hat{\Phi}_n(\xi) = N_1 u_i + N_2 \theta_i + N_3 u_j + N_4 \theta_j \quad (2.25)$$

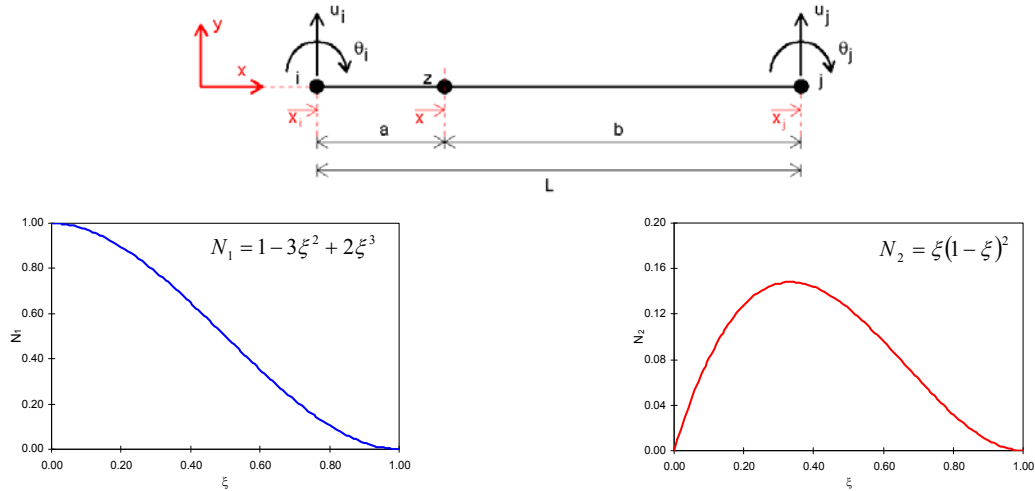


Figura 2.13 – Funções de forma, N_1 e N_2 , de um elemento de viga bidimensional (adaptado de Ribeiro (2012)).

Relativamente às irregularidades da via, em cada ponto de contacto (x_i) a sua amplitude (r_i) é determinada através de uma função interpoladora cúbica de grau 3. A função baseia-se em quatro pontos do vetor das irregularidades (r), nomeadamente, os dois pontos à esquerda e os dois pontos à direita do ponto de contacto (x_i), conforme ilustrado na Figura 2.13.

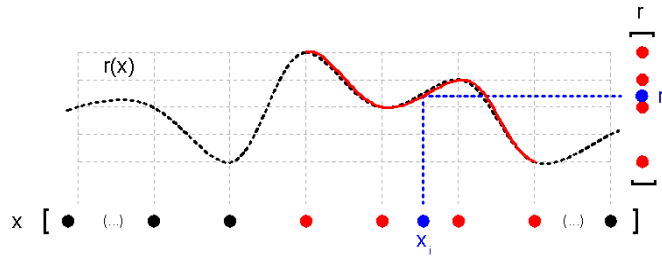


Figura 2.14 – Determinação da amplitude das irregularidades por intermédio de uma interpolação cúbica (Ribeiro, 2012).

Sub-Rotina 4c – Forças de interação na ponte.

O processo iterativo inicia-se com o cálculo das forças modais a aplicar no subsistema ponte. A força referente ao modo de vibração n , F_n^k , é obtida através da seguinte expressão:

$$F_n^k = \hat{\Phi}_n^T F_p^k \quad (2.26)$$

onde k representa o número da iteração, $\hat{\Phi}_n$ é o vetor coluna, com dimensão r , das ordenadas nos pontos de contacto para o modo de vibração n , e F_p^k é o vetor das forças totais de interação nos pontos de contacto.

Sub-Rotina 4d – Resposta modal da ponte.

A resposta dinâmica da ponte para cada instante de tempo é calculada por aplicação do método da sobreposição modal, e cada uma das equações de equilíbrio dinâmico desligadas é resolvida com recurso ao método de Newmark. Refira-se que para o instante $t=0$, os deslocamentos, as velocidades e as acelerações são considerados nulos.

Os deslocamentos totais (u_p^k) em cada ponto de contacto são calculados a partir da soma dos deslocamentos dos diversos modos de vibração com as irregularidades da via, por aplicação da expressão:

$$u_p^k = \sum_{j=1}^n \hat{\Phi}_j y_j^k + r \quad (2.27)$$

Sub-Rotina 4e – Resposta e forças de interação no comboio.

Nesta sub-rotina são calculadas as respostas dinâmicas e as forças de interação dos vários blocos do comboio (metodologia com interação) a partir da resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico, que inclui a ponte e o comboio, secção 2.3.4. Os detalhes de resolução dos sistemas de equações dos subsistemas ponte e comboio constam na referência (Ribeiro, 2012)

Rotina 5 – Pós-processamento

Por último, a rotina 5 possibilita a retirada automática dos resultados da análise dinâmica relativos à ponte e a cada bloco do comboio, sob a forma de gráfico ou ficheiro de texto. Os resultados disponíveis para a ponte são deslocamentos, velocidades e acelerações, podendo ser relativos para a generalidade dos elementos finitos disponíveis no programa ANSYS, e deformações para alguns dos elementos finitos, em particular, os elementos de viga, de casca e de volume. No que respeita ao comboio são disponibilizados os resultados dos deslocamentos, velocidades e acelerações (Ribeiro, 2012).

O cálculo dos deslocamentos, velocidades e acelerações nos nós de interesse é realizado através da aplicação das Expressões (2.15), (2.16) e (2.17) respetivamente.

2.4.2. NOVAS IMPLEMENTAÇÕES NO PROGRAMA TBI

No âmbito do presente trabalho foram implementadas novas funcionalidades no programa TBI, em particular na rotina de pós-processamento, de modo a ser possível extrair os resultados de um conjunto de pontos de interesse do modelo numérico de uma forma rápida e interativa. Refira-se que estas novas implementações são válidas para as metodologias de cargas móveis e com interação ponte-comboio.

A obtenção de resultados através da rotina de pós-processamento original é realizada de forma eficiente, bastando introduzir um conjunto de parâmetros relativos aos modelos, da ponte ou do comboio e ao tipo de grandeza que se pretenda estudar (deslocamentos, acelerações ou extensões). No entanto o processo de extração de resultados para um conjunto de pontos envolve a introdução repetitiva de código em MatLab associado a cada nó. No caso de as análises envolverem demasiados pontos o código tornar-se-á

muito longo e repetitivo. Neste contexto, de forma a reduzir o número de linhas do código da aplicação, foram introduzidos dois novos ficheiros:

- Ficheiro de texto denominado *"Dyn_Analisys_node_number.txt"*, onde são definidos os números dos nós dos modelos numéricos que se pretendam estudar, sem limite de tamanho;
- Rotina *"Dyn_Analisys_get_node_results.m"* que lê o ficheiro de texto *"Dyn_Analisys_node_number.txt"* e permite realizar todo o processo de obtenção de resultados de forma iterativa.

Outra das funcionalidades introduzidas no programa passou pelo desenvolvimento de uma interface gráfica em ambiente MatLab para a visualização dos resultados das análises dinâmicas. Refira-se que a interface foi desenvolvida especificamente para o caso do presente estudo, envolvendo apenas os resultados em deslocamentos e acelerações, com a particularidade de ser facilmente ajustável a qualquer outro tipo de caso.

A interface gráfica é constituída por dois ficheiros, *"Antua_Dyn_Analisys.fig"* e *"Antua_Dyn_Analisys.m"*, sendo este último o ficheiro executável. A hierarquia do programa e respetivas pastas para um correto funcionamento é a seguinte: i) nível 0 - interface gráfica; ii) nível 1 - nome da análise dinâmica; iii) nível 2 - nome do comboio; iv) nível 3 - velocidades; v) nível 4 - resultados.

Na Figura 2.15 apresenta-se a interface gráfica desenvolvida.

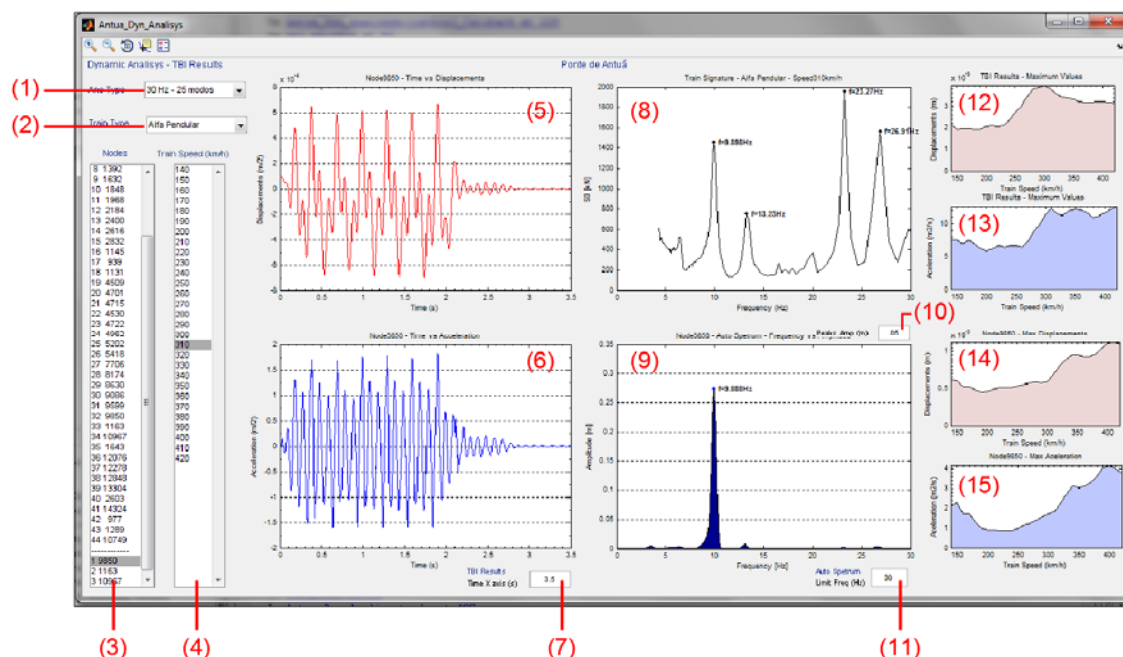


Figura 2.15 – Interface gráfica para análise de resultados.

A interface gráfica inclui os seguintes campos:

- (1) Nome da análise dinâmica;
- (2) Tipo de comboio;
- (3) Número do nó em estudo (ponte ou comboio), com base na numeração do modelo ANSYS;

- (4) Velocidade de circulação do comboio;
- (5) Gráfico da resposta dinâmica em deslocamentos;
- (6) Gráfico da resposta dinâmica em acelerações;
- (7) Ajuste do registo temporal, para os gráficos de deslocamentos e acelerações;
- (8) Gráfico da assinatura dinâmica, função do tipo de comboio e da velocidade de circulação;
- (9) Gráfico do auto-espectro médio e normalizado da resposta em acelerações;
- (10) Detecção automática dos picos do auto-espectro médio normalizado da resposta;
- (11) Frequência de corte para aplicação de filtro digital passa-baixo ao registo temporal de deslocamentos ou acelerações;
- (12) Gráfico dos valores máximos de deslocamentos de um conjunto de nós da ponte ou comboio em função da velocidade e para um determinado comboio (2);
- (13) Gráfico dos valores máximos de acelerações de um conjunto de nós da ponte ou comboio em função da velocidade e para um determinado comboio (2);
- (14) Gráfico dos valores máximos de deslocamentos de um nó (ponte ou comboio) em função da velocidade e para um determinado comboio (2);
- (15) Gráfico dos valores máximos de acelerações de um nó (ponte ou comboio) em função da velocidade e para um determinado comboio (2);

Uma das grandes vantagens da aplicação desenvolvida prende-se pela identificação rápida das frequências da estrutura e da ação que contribuem para a resposta dinâmica da ponte, através do cruzamento da informação dos gráficos relativos ao auto-espectro e da assinatura dinâmica do comboio.

O auto-espectro transpõe o registo temporal de acelerações, no domínio do tempo, num registo médio normalizado no domínio da frequência, através da transformada rápida de Forrier (FFT) com recurso ao método de Welch (Ewins, 1984). Também é possível aplicar aos registos um filtro digital do tipo passa-baixo permitindo a visualização das frequências de interesse (opção (11)).

A assinatura dinâmica do comboio representa o espectro da ação do comboio e depende das suas cargas por eixo (P_k) e dos espaçamentos entre eixos. A expressão que permite obter a assinatura dinâmica dos comboio é dada por (ERRI D214/RP6, 1999):

$$S_0(\lambda) = \text{Max}_{i=1, N=1} \sqrt{\left[\sum_{k=0}^i P_k \cdot \cos \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x_k}{\lambda} \right) \right]^2 + \left[\sum_{k=0}^i P_k \cdot \text{sen} \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x_k}{\lambda} \right) \right]^2} \quad (2.28)$$

em que λ representa o comprimento de onda da excitação, N é o número de cargas do comboio e x_k é a distância da carga P_k à primeira carga do comboio.

A título exemplificativo apresenta-se na Figura 2.16 o gráfico da assinatura dinâmica, S_0 , do comboio Alfa Pendular.

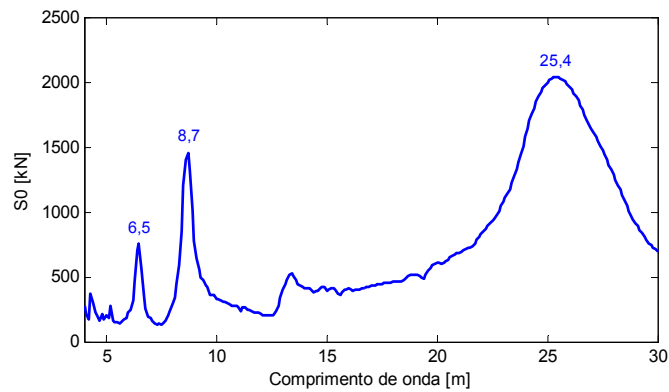


Figura 2.16 – Assinatura dinâmica do comboio Alfa Pendular.

A assinatura dinâmica de um comboio pode também ser expressa no domínio da frequência por aplicação da expressão $f = v / \lambda$, em que f representa a frequência da excitação, v a velocidade do comboio e λ o comprimento de onda da excitação, que neste caso é o espaçamento dos eixos ou grupos de eixos.

3. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS

3.1. INTRODUÇÃO

A identificação dinâmica de estruturas tem ganho especial interesse nas últimas décadas na área da engenharia civil face ao seu contributo para o conhecimento do comportamento das estruturas existentes, particularmente na caracterização e na solução de problemas relacionados com a vibração estrutural.

Um dos problemas fundamentais na identificação dinâmica de estruturas é a designada identificação de sistemas, também denotada por identificação modal, quando se reporta à identificação dos parâmetros modais. Os parâmetros modais do sistema correspondem às frequências naturais, aos modos de vibração e aos coeficientes de amortecimento determinados por via experimental.

Os parâmetros modais obtidos por via experimental têm vindo a ser cada vez mais utilizados na calibração dos modelos numéricos de estruturas cuja importância, social e económica, justifica um rigoroso conhecimento do seu comportamento estrutural, como sucede por exemplo com as barragens e algumas pontes. Além disto, podem ser utilizados na monitorização e avaliação da integridade das estruturas ou ainda na caracterização das ações devidas ao tráfego, vento, sismos e etc.

Nos problemas de identificação modal é possível caracterizar as propriedades dinâmicas de uma estrutura através de modelos matemáticos que relacionam a excitação com a resposta estrutural. A formulação matemática destes modelos é função do tipo e da natureza da excitação. Neste contexto, a identificação modal pode seguir duas abordagens distintas, a identificação modal clássica e a identificação modal estocástica.

A identificação modal clássica baseia-se no conhecimento de relações excitação-resposta do tipo determinístico e pode ser realizada através de ensaios dinâmicos de vibração forçada, que envolvem a medição simultânea da resposta e da excitação (*input-output*), onde a excitação é controlada e perfeitamente definida.

Contudo, face à grande dimensão das estruturas de engenharia civil, como sucede com as pontes, e devido à necessidade de manter a sua operacionalidade a imposição de uma excitação controlada é muitas vezes inviabilizada, pois envolve a utilização de equipamentos de grandes dimensões para além dos custos avultados.

Neste contexto surge a necessidade de recorrer a técnicas de identificação modal estocásticas baseadas em ensaios dinâmicos de vibração ambiental, que envolvem a medição apenas da resposta da estrutura (*output-only*) face a uma excitação não controlada e que resulta da contribuição simultânea de várias fontes, como por exemplo, o vento, o tráfego, o funcionamento de máquinas ou equipamentos na estrutura ou na sua vizinhança, etc. Esta excitação é tipicamente assimilável a um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula (Mendes, 2008).

Neste capítulo, na secção 3.2, são apresentadas algumas noções básicas subjacentes à identificação dinâmica de estruturas no domínio da frequência, importantes para o entendimento da técnica da identificação modal utilizada no presente trabalho.

Na secção 3.3 são descritos os ensaios dinâmicos "*in situ*" usualmente realizados para a avaliação do comportamento dinâmico das estruturas de engenharia civil, dando-se destaque ao caso das pontes. Mais informações acerca desta temática, em particular acerca da aplicação de técnicas de processamento do sinal medido e erros de medição podem ser encontrados nos trabalhos de Ewins (1984) e Caetano (1992) que são referências neste domínio.

Por último, na secção 3.4 é descrita uma técnica de identificação modal estocástica no domínio da frequência, em particular a Versão Melhorada do Método de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD).

Os temas referidos neste capítulo estão bem documentados em bibliografia de referência, nomeadamente Ewins (1984), Caetano (1992), Clough e Penzien (2003), Magalhães (2003), Rodrigues (2004) e Mendes (2008).

3.2. NOÇÕES GERAIS

A equação de equilíbrio dinâmico apresentada na secção 2.3.1 (Equação (2.2)) é representativa de um sistema de n equações diferenciais de 2ª ordem e pode ser resolvida através de duas abordagens distintas: no domínio do tempo, conforme apresentado no Capítulo 2, ou no domínio da frequência, sendo esta a abordagem mais utilizada no âmbito da identificação dinâmica experimental.

Assim, considerando um sistema linear invariante no tempo com n graus de liberdade, admitindo condições iniciais nulas e aplicando a transformada de Fourier a ambos os membros da equação de equilíbrio dinâmico resulta a seguinte expressão matricial, que no domínio da frequência relaciona a resposta com a excitação:

$$-M \cdot \omega^2 \cdot \underline{U}(\omega) + i \cdot \omega \cdot C \cdot \underline{U}(\omega) + K \cdot \underline{U}(\omega) = \underline{P}(\omega) \quad (3.1)$$

ou simplificadamente a Equação (3.1) pode ser traduzida por:

$$\underline{U}(\omega) = \underline{H}(\omega) \cdot \underline{P}(\omega) \quad (3.2)$$

em que os vetores $\underline{U}(\omega)$ e $\underline{P}(\omega)$, com dimensão n , correspondem às transformadas de Fourier da resposta e da excitação. $\underline{H}(\omega)$ é uma matriz de dimensão $n \times n$, em que cada um dos seus elementos genéricos $H_{(i,j)}(\omega)$ correspondem a Funções de Resposta em Frequência (FRF) do sistema, que

relacionam a resposta no grau de liberdade i quando é aplicada uma força generalizada no grau de liberdade j .

$\underline{H}(\omega)$ relaciona-se com as matrizes de massa (M), amortecimento (C) e rigidez (K) do sistema através da seguinte expressão:

$$\underline{H}(\omega) = \left[-\omega^2 \cdot M + i \cdot \omega \cdot C + K \right]^{-1} \quad (3.3)$$

A determinação da FRF obriga ao cálculo da inversa de uma matriz complexa para cada frequência pretendida, pelo que, mesmo realizada computacionalmente, esta operação pode tornar-se extremamente demorada (Mendes, 2008). A obtenção da matriz das FRFs pode ser obtida de modo mais eficiente recorrendo-se a uma formulação modal, que permite transformar o sistema de equações diferenciais de 2º ordem da Equação (2.2) num sistema de equações diferenciais de 1º ordem e independentes entre si.

A matriz das FRF no espaço real $H(\omega)$ pode ser definida a partir das FRF do espaço modal, através da seguinte expressão (Mendes, 2008):

$$H_{(i,j)}(\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{(\phi_i)_k \cdot (\phi_j)_k}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2 \cdot i \cdot \xi_k \cdot \omega \cdot \omega_k} \quad (3.4)$$

onde: $(\phi_i)_k$ corresponde à componente i do modo de vibração k ;

$(\phi_j)_k$ corresponde à componente j do modo de vibração k ;

ω_k é a frequência angular do modo de vibração k ;

ω é a frequência angular de excitação;

ξ_k é o coeficiente de amortecimento do modo de vibração k .

A Expressão (3.4) corresponde a uma FRF expressa em deslocamentos modais, por isso designada por receptância, que relaciona a resposta em deslocamentos no grau de liberdade i quando é aplicada uma força generalizada no grau de liberdade j . As FRFs podem também ser expressas em termos de velocidades ou acelerações (Expressão (3.5)) sendo denominadas por mobilidade ou inertância respetivamente.

$$H_{(i,j)}(\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{-\omega^2 \cdot (\phi_i)_k \cdot (\phi_j)_k}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2 \cdot i \cdot \xi_k \cdot \omega \cdot \omega_k} \quad (3.5)$$

A FRF é uma função complexa, constituída por uma parte real (R) e uma parte imaginária (I), e para a sua definição são necessárias duas funções, uma descrevendo a amplitude, $|H(\omega)| = \sqrt{R^2 + I^2}$, e outra a fase, $\phi(\omega) = \arctg(I / R)$. Estas duas funções têm a particularidade de que para as frequências naturais da estrutura apresentam picos de amplitude e variações de fase de 180°. Outra das suas particularidades é que a forma da FRF na proximidade das frequências ressonantes do sistema é influenciada pelo valor do coeficiente de amortecimento associado a cada modo, sendo a variação da FRF tanto mais suave quanto mais elevado o seu valor.

Na Figura 3.1 encontram-se representadas as funções de receptância de um sistema de 2 graus de liberdade, com frequências naturais de 2,7 Hz e 7,0 Hz e coeficientes de amortecimento modais de 0,5% e 1,5%, respectivamente. Para a representação das FRFs ($H_{(1,1)}$, $H_{(1,2)}$, $H_{(2,1)}$ e $H_{(2,2)}$) é utilizado o gráfico de Bode, que através de dois gráficos bidimensionais permite a representação das três variáveis intervenientes (frequência, amplitude e fase).

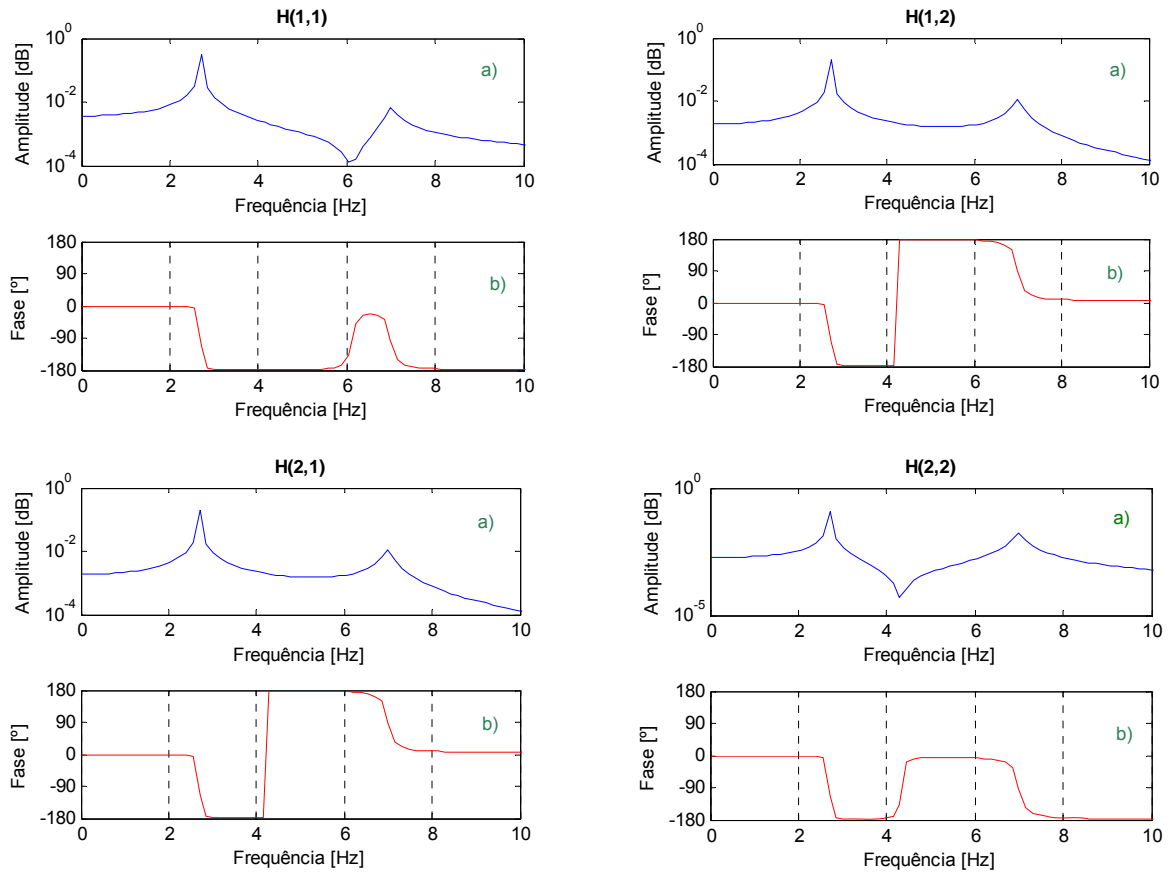


Figura 3.1 – Representação de Bode de uma matriz de FRF expressa pela relação deslocamentos-força:
a) $H(\omega)$ - amplitude; b) $\phi(\omega)$ - ângulo de fase.

A análise destes gráficos permite identificar algumas das características dinâmicas do sistema, por exemplo os picos de amplitude máxima, em correspondência com variações de fase de 180°, correspondem às suas frequências naturais (2,7 Hz e 7,0 Hz). Esta característica é particularmente visível em todos os elementos $H_{(i,j)}$ da matriz de transferência $H(\omega)$. Observa-se também que a forma dos picos das FRF depende do valor do coeficiente de amortecimento associado a cada um dos modos, uma vez que neste sistema o coeficiente de amortecimento do segundo modo é superior ao do primeiro modo, razão pela qual a forma do pico e a respetiva mudança de fase são mais suaves.

A compreensão das particularidades da matriz das FRF é de extrema importância para o entendimento dos métodos de identificação modal estocástica, pois é com base nela que, no domínio da frequência, se utilizam as funções de densidade espectral de potência para se estimarem os parâmetros modais das estruturas.

No âmbito da identificação modal estocástica, as funções de transferência $H(\omega)$ permitem estimar as funções de densidade espectral da resposta ($S_y(\omega)$) uma vez conhecida a função de densidade espectral da excitação ($S_x(\omega)$), através da seguinte expressão (Caetano, 1992):

$$S_y(\omega) = |H(\omega)|^2 \cdot S_x(\omega) \quad (3.6)$$

As funções de densidade espectral de potência cruzada ($S_{xy}(\omega)$) podem também ser determinadas a partir das funções de transferência $H(\omega)$, através da expressão (Caetano, 1992):

$$S_{xy}(\omega) = |H(\omega)| \cdot S_x(\omega) \quad (3.7)$$

3.3. ENSAIOS DINÂMICOS

A identificação dos parâmetros modais das estruturas por via de ensaios experimentais requer a escolha de uma técnica de excitação que seja adequada à estrutura em estudo, aos resultados ambicionados e ainda aos custos envolvidos na realização do ensaio.

Em geral, os ensaios para a identificação dos parâmetros modais podem seguir diferentes abordagens:

- Ensaios dinâmicos de vibração forçada - onde é realizada a medição simultânea da resposta da estrutura e da excitação (técnica *"input-output"*), sendo esta uma excitação artificial do tipo determinístico;
- Ensaios dinâmicos de vibração ambiental e ensaios dinâmicos em vibração livre - onde apenas é realizada a medição da resposta da estrutura (técnica *"output only"*), admitindo-se para isso um conjunto de suposições relativas à natureza da excitação.

Na presente secção serão descritos os três tipos de ensaios referidos, mas apenas serão detalhados os aspetos mais relevantes relacionados com os ensaios de vibração ambiental nos quais a excitação é de natureza estocástica, uma vez que foi esta a técnica escolhida para a realização do ensaio que suporta o presente trabalho, detalhado no Capítulo 5.

Complementarmente aos ensaios mencionados será descrito o ensaio dinâmico sob ação de tráfego, que possibilita a caracterização da resposta dinâmica da estrutura sob a atuação de veículos ferroviários, visto que foi esta a técnica escolhida para a validação experimental do presente trabalho, detalhado no Capítulo 7.

3.3.1. ENSAIO DE VIBRAÇÃO FORÇADA

Os ensaios de vibração forçada fundamentam-se, essencialmente, na imposição controlada de uma excitação conhecida e perfeitamente identificada, num ponto ou em vários pontos da estrutura, e na medição da resposta dinâmica. Este ensaio permite obter as funções de resposta em frequência (FRF), que relacionam as respostas medidas nos diversos pontos com as forças aplicadas, possibilitando assim a identificação das características dinâmicas da estrutura.

Um dos aspetos fundamentais neste ensaio é a escolha de um equipamento adequado para a aplicação da força de excitação na estrutura, atendendo às dimensões da estrutura, às condições de montagem e utilização dos equipamentos bem como aos custos associados. A escolha de um equipamento será sempre função da capacidade do equipamento excitar o sistema na gama de frequências pretendidas.

No caso de estruturas de pequenas ou médias dimensões, a excitação pode ser realizada através de um martelo de impulsos ou ainda vibradores eletrodinâmicos. Contudo, em estruturas de grande dimensão, como no caso das barragens ou pontes, o equipamento necessário para mobilizar e caraterizar a resposta dinâmica é mais complexo e de maiores dimensões, como por exemplo os vibradores de massa excêntrica (Figura 3.2a) ou os excitadores servo-hidráulicos (Figura 3.2b).



Figura 3.2 – Ensaio de vibração forçada (adaptado de Rodrigues (2004)): a) excitador de massas excêntricas utilizado no Departamento de Barragens do LNEC; b) excitador servo-hidráulico utilizado na ponte de *Yeongjong* na Coreia do Sul.

No caso das estruturas de grandes dimensões este tipo de ensaio apresenta uma série de desvantagens, uma vez que por um lado os custos associados aos equipamentos, transporte e colocação no local, são muito elevados, e por outro, pelo interromper do funcionamento normal da estrutura durante a realização do ensaio, que no caso das pontes torna-se muitas das vezes impraticável em virtude dos inconvenientes que podem surgir para os utilizadores.

Por estes motivos a utilização destes ensaios é mais vantajosa em barragens, uma vez que o recurso a ensaios de vibração ambiental neste tipo de estruturas não é suficiente para uma correta identificação das suas propriedades dinâmicas em virtude da baixa amplitude das respostas sob a excitação ambiental.

3.3.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE

Na generalidade das situações, os ensaios de vibração livre são utilizados para a determinação de coeficientes de amortecimento modais. Uma das técnicas usuais para a realização deste ensaio consiste na suspensão de uma massa à estrutura que é libertada repentinamente (Caetano et al. 2010). Nestas circunstâncias a estrutura é sujeita a um deslocamento imposto que após a libertação da massa varia sinusoidalmente até a situação de repouso, avaliando-se nestas condições a resposta da estrutura em regime de vibração livre.

Na Figura 3.3a ilustra-se o ensaio realizado na Ponte Vasco da Gama que consistiu na suspensão de uma barça de 60t à ponte através de tirantes. A barça foi posteriormente libertada na maré vaza através do corte dos tirantes de uma forma repentina, medindo-se assim a resposta da ponte em vibração livre através de 6 acelerómetros em séries temporais de 16 minutos. Na Figura 3.3b apresenta-se uma estimativa do coeficiente de amortecimento do 1º modo de torção da ponte.

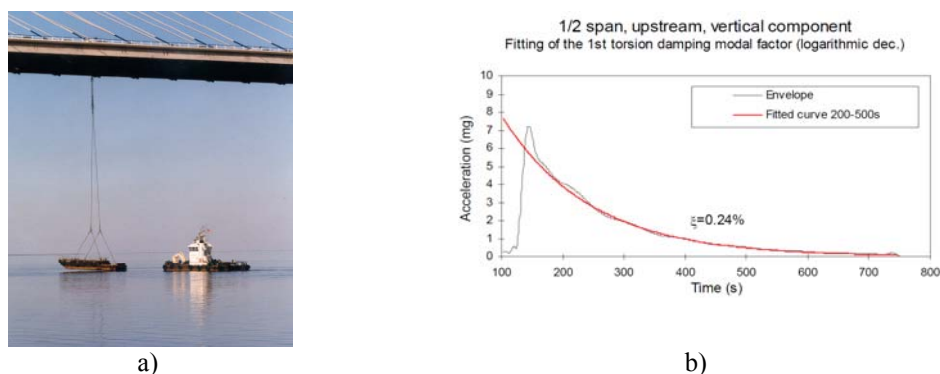


Figura 3.3 – Ponte Vasco da Gama (Caetano et al. 2010): a) ensaio de vibração livre; b) identificação do coeficiente de amortecimento do 1º modo de torção.

A preferência por ensaios de vibração livre surge quando o objetivo é obter os coeficientes de amortecimento modais de forma mais precisa, uma vez que estes não são passíveis de identificação tão rigorosa por via de ensaios de vibração ambiental (Caetano et al. 2010).

3.3.3. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

A identificação modal de pontes com base na realização de ensaios de vibração ambiental tem ganho interesse e popularidade crescentes ao longo dos últimos anos, possibilitando uma estimativa bastante rigorosa dos seus parâmetros modais (Magalhães et al., 2004). Nestes ensaios as estruturas estão sujeitas à atuação de ações ambientais, tais como o vento, o tráfego na imediação, o funcionamento de máquinas ou equipamentos na estrutura ou na sua vizinhança, micro-sismos, efeito da ondulação marítima ou de um rio, etc. Esta técnica de ensaio pode ser considerada a mais simples, quando comparada com outras que envolvem processos de excitação da estrutura mais complexos e dispendiosos.

O menor custo, a maior facilidade de execução, a sua natureza não destrutiva e a possibilidade de a estrutura estar em funcionamento no decorrer do ensaio tem levado a uma implementação cada vez mais significativa dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental nas estruturas de Engenharia Civil. Aliado a este facto está também o grande desenvolvimento dos transdutores e sistemas de aquisição que têm vindo a permitir a medição de vibrações com cada vez menor amplitude.

Este tipo de ensaio consiste na medição da resposta, em acelerações ou velocidades, em vários pontos da estrutura durante um determinado intervalo de tempo sob ações ambientais. Na Figura 3.4 apresenta-se o ensaio dinâmico de vibração ambiental na ponte ferroviária de Erfttal.



Figura 3.4 – Ensaio de vibração ambiental da ponte ferroviária de Erfttal, linha de alta velocidade Colónia-Bruxelas: a) perspectiva do ensaio; b) acelerómetros e cabos coaxiais (adaptado de Cantieni et al. (2008)).

Para a realização de ensaios dinâmicos de vibração ambiental, como outro qualquer tipo de ensaio, pressupõe um planeamento e uma preparação cuidada dos trabalhos, pelo que o sucesso dos resultados depende em grande parte desta fase. Salientam-se alguns dos aspetos importantes no planeamento e execução deste tipo de ensaios (Rodrigues, 2004):

- i) Visita preliminar à estrutura, tendo em vista a verificação das condições existentes no local e a avaliação preliminar dos procedimentos do ensaio;
- ii) Desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos da estrutura, considerando as propriedades de massa e rigidez de acordo com os dados de projeto, permitindo desde logo obter uma estimativa das frequências naturais da estrutura e respetivas configurações modais;
- iii) Definição dos pontos de medição da resposta da estrutura, de forma a permitir a obtenção de das configurações modais de uma forma clara;
- iv) Aferição dos níveis de resposta da estrutura que irão ser medidos, para que todo o equipamento seja previamente configurado para esses níveis.
- iv) Realização de um plano de ensaio que contemple a distribuição ótima dos cabos bem como a movimentação dos sensores de medição no decorrer do ensaio.

Relativamente ao ponto iii) importa referir, que neste tipo de ensaio é necessário instrumentar um número suficiente de pontos que permita definir a configuração dos modos de vibração mais importantes de forma clara e evidente, pelo que esta escolha deverá ser baseada no modelo numérico desenvolvido no ponto ii). Note-se ainda que a localização dos sensores deverá ser tal que possibilite a identificação do maior número de modos de vibração de natureza distinta, esta situação poderá ser avaliada com recurso ao parâmetro autoMAC, descrito na secção 4.4.1.

Nos ensaios de vibração ambiental o número de pontos de medição é geralmente muito elevado, e por isso não é exequível ter um sensor por ponto de medição. Nestas condições é usual a realização de várias configurações de medição, usualmente designadas por *setups*.

A técnica de ensaio mais comum, designada por técnica de pontos de referência fixos (Rodrigues, 2004), consiste na medição dos pontos de interesse por intermédio de vários *setups*. Todos os pontos

pertencentes ao mesmo *setup* são medidos em simultâneo. No decorrer do ensaio, os transdutores vão percorrendo a estrutura (pontos móveis) de cada um dos *setups* arbitrados, mantendo-se sempre pontos comuns (pontos de referência) entre os vários *setups*. Os pontos de referência (pontos fixos) servem para posteriormente relacionar a resposta da estrutura com todos os pontos instrumentados dos diferentes *setups*.

Na escolha da localização dos pontos de referência fixos é importante que não correspondam a pontos cujas ordenadas modais são nulas.

Na Figura 3.5 apresenta-se um esquema que ilustra a técnica de pontos de referência fixos, considerando 1 e 2 pontos de referência.

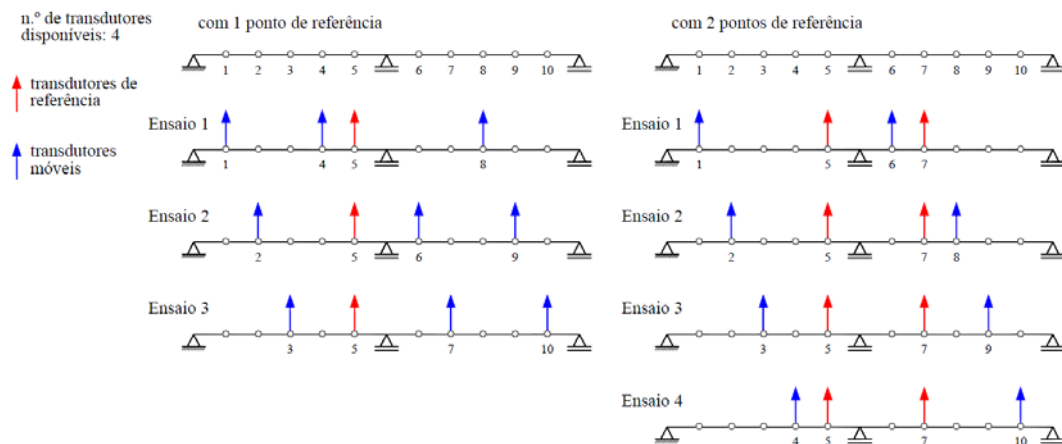


Figura 3.5 – Técnica de ensaio com pontos de referência fixos (adaptado de Rodrigues (2004)).

É importante referir que atendendo às características aleatórias das ações envolvidas num ensaio de vibração ambiental, ao seu carácter independente e ao facto da excitação resultar da contribuição simultânea de várias fontes é usual admitir-se, por simplificação, que a excitação da estrutura é do tipo ruído branco (Magalhães, 2003).

O ruído branco é considerado um sinal puramente aleatório de banda larga que recebe contribuições com conteúdo energético idêntico em todas as frequências, ou seja, todas as frequências naturais da estrutura são excitadas de forma semelhante, pelo que a função de densidade espectral da excitação $S_x(\omega)$ num ensaio do tipo ambiental assume um valor constante, S_0 . Face a estas considerações, a Expressão (3.6) toma a seguinte forma para o caso da excitação ambiental:

$$S_y(\omega) = |H(\omega)|^2 \cdot S_0 \quad (3.8)$$

As funções de transferência $H(\omega)$ podem ser determinadas pela seguinte expressão (Caetano, 1992):

$$|H(\omega)| \cong K \sqrt{S_y(\omega)} \quad , \text{ em que } K \text{ é uma constante.} \quad (3.9)$$

Deste modo todos os picos de $H(\omega)$ serão também picos de $S_y(\omega)$, sendo então possível identificar as frequências naturais do sistema por análise da função densidade espectral de potência da resposta. As propriedades das FRFs atrás referidas são também aplicáveis à função densidade espectral da resposta aferida num ensaio de vibração ambiental (Costa, 2002). A identificação das características dinâmicas

da estrutura num ensaio deste tipo pode então ser realizada através da análise das funções de densidade espectral da resposta $S_y(\omega)$ conforme será descrito na secção 3.4.

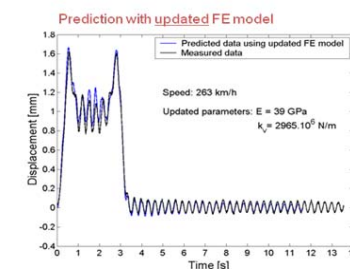
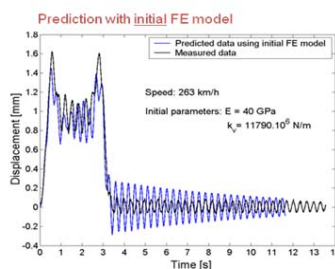
3.3.4. ENSAIO SOB AÇÃO DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO

Os ensaios sob ação de tráfego ferroviário são baseados na medição da resposta dinâmica da estrutura sob a ação do tráfego. A medição da resposta é geralmente realizada em termos de deslocamentos, acelerações e deformações. Estes ensaios têm sido reportados nos trabalhos de inúmeros autores, tais como, Xia et al. (2003), Xia e Zhang (2005), Liu et al. (2009) e Rauert et al. (2010), e são muito utilizados na calibração e validação experimental de modelos numéricos do sistema ponte, via e comboio.

Xia et al. (2003) descrevem o ensaio dinâmico da ponte de Antoin (Figura 3.6a), na linha de alta velocidade entre Paris e Bruxelas para a passagem do comboio Thalys a várias velocidades. O ensaio envolveu a medição da resposta dinâmica da ponte em deslocamentos, acelerações e deformações, que serviram posteriormente para a calibração e validação de um modelo numérico de elementos finitos de um dos viadutos constituintes da ponte.



a)



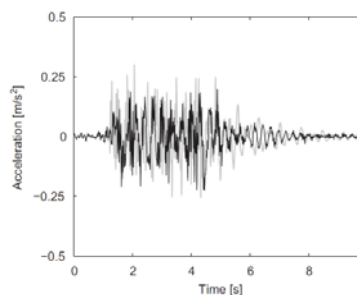
b)

Figura 3.6 – Ensaio dinâmico da ponte de Antoin sob ação de tráfego: a) vista geral da ponte; b) validação experimental com base nos registos de deslocamentos à passagem do comboio Thalys à velocidade de 263 km/h (adaptado de De Roeck (2010) e Xia et al., 2003).

Lui et al. (2009) descreve o ensaio dinâmico da ponte de Sesia (Figura 3.7a), na linha de alta velocidade italiana que liga as cidades de Turim e Milão à passagem do comboio ETR500Y. O ensaio envolveu a medição da resposta dinâmica da ponte ao nível de deslocamentos, acelerações e deformações, que serviram posteriormente para a validação numérica do sistema ponte-comboio. A resposta dinâmica obtida por via numérica foi avaliada através de uma metodologia de cargas móveis e também de uma metodologia com interação ponte-comboio.



a)



b)

Figura 3.7 – Ensaio dinâmico da ponte de Sesia sob ação de tráfego: a) vista geral da ponte; b) validação experimental com base nos registos de acelerações à passagem do comboio ETR500Y à velocidade de 288 km/h (adaptado de Lui et al. (2009)).

3.4. IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

Nas últimas duas décadas tem-se assistido a um grande desenvolvimento dos métodos estocásticos de identificação modal que se baseiam apenas no conhecimento da resposta das estruturas face à excitação ambiental ("*output only*"). Atualmente estas técnicas possibilitam uma estimativa bastante precisa dos parâmetros dinâmicos caracterizadores dos sistemas, nomeadamente as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento.

Na Figura 3.8 apresenta-se um esquema dos principais métodos de identificação modal estocástica utilizados na engenharia de estruturas.

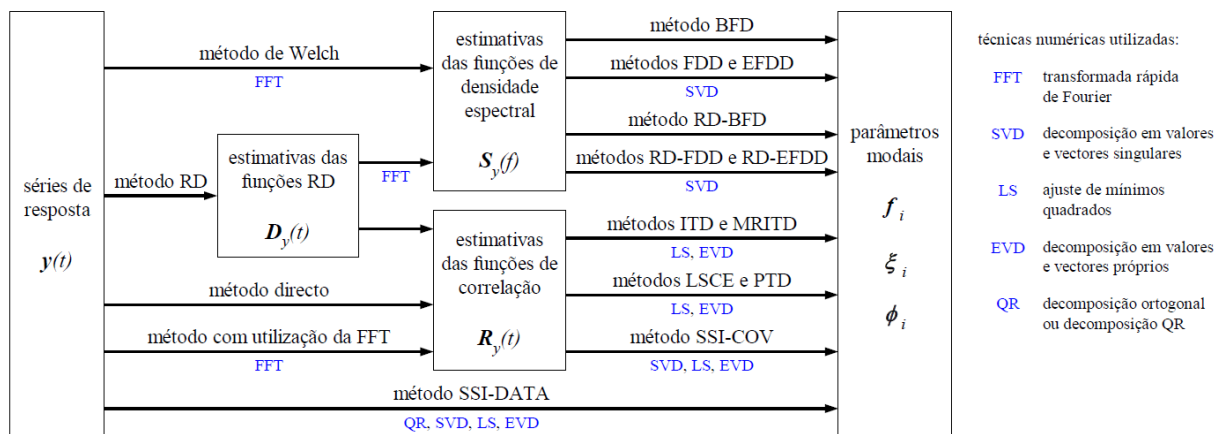


Figura 3.8 – Principais métodos de identificação modal estocástica (Rodrigues, 2004).

A identificação modal estocástica pode envolver o tratamento das séries de resposta no domínio do tempo, através de métodos paramétricos, como por exemplo o método SSI-DATA, ou no domínio da frequência, através de métodos não paramétricos, como por exemplo o método EFDD. Ambos os métodos admitem um comportamento linear da estrutura.

Para um melhor entendimento dos métodos de identificação modal estocástica aconselha-se a leitura das referências Caetano (1992), Rodrigues (2004), Magalhães (2004) e Mendes (2008).

No âmbito da aplicação prática do presente trabalho, o método escolhido para a identificação modal foi a versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência - EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*), que se encontra implementado no programa ARTeMIS (2011).

A aplicação do método EFDD é relativamente simples e rápida e baseia-se na seleção dos picos de ressonância contidos nos espectros de potência da resposta. Aliás este é um conceito muito familiar no âmbito da identificação dinâmica de sistemas, tornando, por esse motivo, a sua utilização muito atrativa.

3.4.1. VERSÃO MELHORADA DO MÉTODO DE DECOMPOSIÇÃO NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA – EFDD

A versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*) foi desenvolvida por Brincker et al. (2001b) e foi baseada na sua versão original designada por método de decomposição no domínio da frequência FDD (*Frequency Domain Decomposition*), também do mesmo autor.

Ao contrário de outros métodos no domínio da frequência (caso do método de seleção de picos PP - "*Peak Picking*" (Bendat e Piersol (1980))), os métodos FDD e EFDD possibilitam a identificação de modos de vibração com frequências próximas e permitem a obtenção de boas estimativas dos coeficientes de amortecimento modais, principalmente no caso do método EFDD.

No caso particular do método EFDD são assumidas as seguintes hipóteses base: i) a excitação é do tipo ruído branco; ii) o amortecimento da estrutura é reduzido; iii) o amortecimento é tipo proporcional e viscoso. No entanto, é demonstrado por Brincker et al. (2001a) que se as hipóteses descritas anteriormente não se verificarem, obtêm-se resultados de qualidade superior aos do método de seleção de picos (PP).

A informação base do método EFDD desenvolve-se a partir das estimativas das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração (S_y), estimadas com recurso ao algoritmo da transformada rápida de Fourier FFT - "*Fast Fourier Transform*" (Cooley e Tukey 1965). As matrizes das estimativas dessas funções são decompostas através de uma ferramenta de factorização matricial denominada de decomposição em valores singulares SVD ("*Singular Value Decomposition*"), conduzindo a um conjunto de funções de densidade espectral de potência de osciladores de 1 grau de liberdade, com as mesmas frequências naturais, configurações e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração da estrutura (Brincker et al. 2001b). O método SVD e algumas das suas aplicações são descritos no livro de Juang (1994).

3.4.1.1. Frequências naturais e configurações modais

A decomposição em valores singulares da matriz de espectros de resposta da estrutura $S_y(\omega)$, para uma frequência angular ω_k resulta em:

$$S_y(\omega) = U_k \cdot S_k \cdot U_k^H \quad (3.10)$$

onde: S_k corresponde a uma matriz diagonal, com dimensão $n \times l$ (l corresponde ao número de pontos instrumentados e n à dimensão da matriz S_y) que contém os valores singulares da matriz dos espectros da resposta;

U_k corresponde a uma matriz que contém os vetores singulares da matriz dos espectros da resposta;

U_k^H corresponde à matriz transposta e conjugada da matriz U_k .

Os valores singulares contidos na matriz S_k coincidem com as ordenadas dos espectros de potência dos osciladores de 1 grau de liberdade, na frequência ω_k , em correspondência com os modos de vibração da estrutura.

A primeira coluna da matriz U_k contém para cada frequência a configuração do modo dominante ϕ_k , as configurações dos restantes modos, se forem mutuamente ortogonais e ortogonais em relação ao primeiro, aparecem nas restantes colunas desta matriz (Magalhães, 2003).

Com base na transformada para o domínio do tempo, por aplicação de uma FFT inversa (“*Inverse Fast Fourier Transform*”-IFFT) às funções de densidade espectral de potência dos osciladores de 1 grau resultantes da SVD, podem ser obtidas as designadas funções de auto-correlação, associadas a cada modo de vibração e proporcionais às respostas do sistema em vibração livre. Assim, o número de cruzamentos destas funções com o eixo das abcissas para um determinado intervalo de tempo permite estimar o valor das frequências naturais amortecidas do sistema (ω_{ka}) e também das frequências naturais (ω_k) através da seguinte expressão:

$$\omega_k = \frac{\omega_{ka}}{\sqrt{1 - \zeta_k^2}} \quad (3.11)$$

A aplicação da Equação (3.11) envolve a determinação prévia do coeficiente de amortecimento modal com base no método do decremento logarítmico, conforme descrito na secção seguinte.

Importa ainda referir que no cálculo da FFT inversa, a seleção dos pontos do espectro na vizinhança de cada frequência de ressonância é realizada através da comparação da configuração modal ϕ_k correspondente à frequência ω_k com os vetores singulares associados às linhas de frequências em torno de ω_k (Lopes, 2009). A comparação entre vetores é geralmente realizado através do parâmetro MAC (ver secção 4.4.1).

3.4.1.2. Coeficientes de amortecimento modais

Os coeficientes de amortecimento modais são determinados com base nas funções de auto-correlação de cada modo de vibração do sistema por aplicação do denominado método do decremento logarítmico, cuja aplicação encontra-se ilustrada na Figura 3.9. O método baseia-se no ajuste de uma função exponencial aos valores extremos do registo em vibração livre, conforme se ilustra no caso de um sistema de um grau de liberdade.

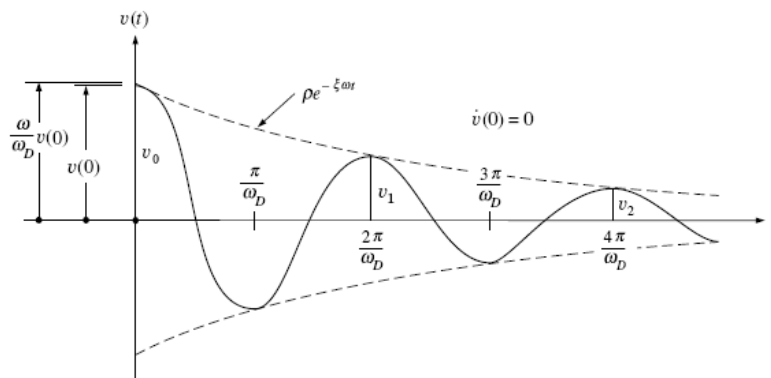


Figura 3.9 – Método do decremento logarítmico (Clough and Penzien, 2003).

Para a determinação do coeficiente de amortecimento (ζ) é necessário previamente calcular o decremento logarítmico (δ) dado pela expressão:

$$\delta = \ln \frac{v_n}{v_{n+1}} = \frac{1}{m} \cdot \ln \cdot \frac{v_n}{v_{n+m}} \quad (3.12)$$

onde v_n e v_{n+m} correspondem a dois valores extremos da função de auto-correlação, afastados de m ciclos.

A determinação do coeficiente de amortecimento ξ pode então ser realizada através da seguinte expressão:

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4 \cdot \pi^2 + \delta^2}} \quad (3.13)$$

Convém ter em atenção que o amortecimento nem sempre é perfeitamente viscoso nas estruturas reais, verificando-se por diversas vezes uma variação do valor do coeficiente de amortecimento com a amplitude do movimento (Pimentel, 2008).

4. CALIBRAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS DE ELEMENTOS FINITOS

4.1. INTRODUÇÃO

Na avaliação do comportamento das estruturas, novas ou existentes, são frequentemente utilizados modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos. Esta abordagem constitui uma das ferramentas mais populares entre os engenheiros de estruturas.

A conceção de um modelo numérico que simule o comportamento real de uma estrutura é uma tarefa muitas vezes complexa, pois os pressupostos assumidos durante o desenvolvimento dos modelos não coincidem necessariamente com as características reais da estrutura originando por isso desvios mais ou menos significativos face ao seu comportamento real. A estes desvios estão associados os erros e as incertezas existentes no processo de criação do modelo numérico, geralmente associados à discretização da estrutura ou às suas características geométricas e mecânicas.

Neste contexto, tem vindo a surgir um crescente interesse por parte da comunidade científica no desenvolvimento de técnicas de calibração de modelos numéricos assentes em informação experimental.

A informação experimental, de importância vital para o sucesso da calibração, pode ser obtida através de vários tipos de ensaios, salientando-se os ensaios dinâmicos abordados no Capítulo 3, nomeadamente, os ensaios em vibração ambiental, em vibração livre ou ainda em vibração forçada. Estes ensaios, como referido anteriormente, visam a identificação dos parâmetros modais das estruturas, nomeadamente, as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento.

A calibração experimental (*model updating*) de modelos numéricos consiste na correção dos parâmetros numéricos de modo a que o comportamento numérico se aproxime do experimental e geralmente pode ser realizada através de duas metodologias, a manual ou a automática. Na atualização manual, o seu sucesso está em grande parte dependente da experiência, do conhecimento e da sensibilidade por parte do engenheiro, já no que se refere à atualização automática, esta é baseada em algoritmos matemáticos que permitem um ajuste dos parâmetros de forma automática e mais otimizada.

A calibração automática de modelos numéricos assentes em parâmetros modais pode ser realizada essencialmente através de duas técnicas: os métodos diretos e os métodos iterativos. Friswell e Mottershead (1995) descrevem estas duas técnicas.

Os métodos diretos baseiam-se na modificação direta dos termos das matrizes de massa, rigidez e amortecimento numa única iteração, enquanto os métodos iterativos estão tipicamente relacionados com uma determinada função objetivo que se pretende minimizar com recurso a uma metodologia de iterações sucessivas.

Neste capítulo será descrita uma metodologia de calibração de modelos numéricos de elementos finitos com base em parâmetros modais, que recorre a um método iterativo baseado em algoritmos de otimização, conforme ilustra o fluxograma da Figura 4.1. Para o efeito serão abordadas as principais fases para a implementação de uma metodologia de calibração deste tipo, que se assinala a cor azul na Figura 4.1.

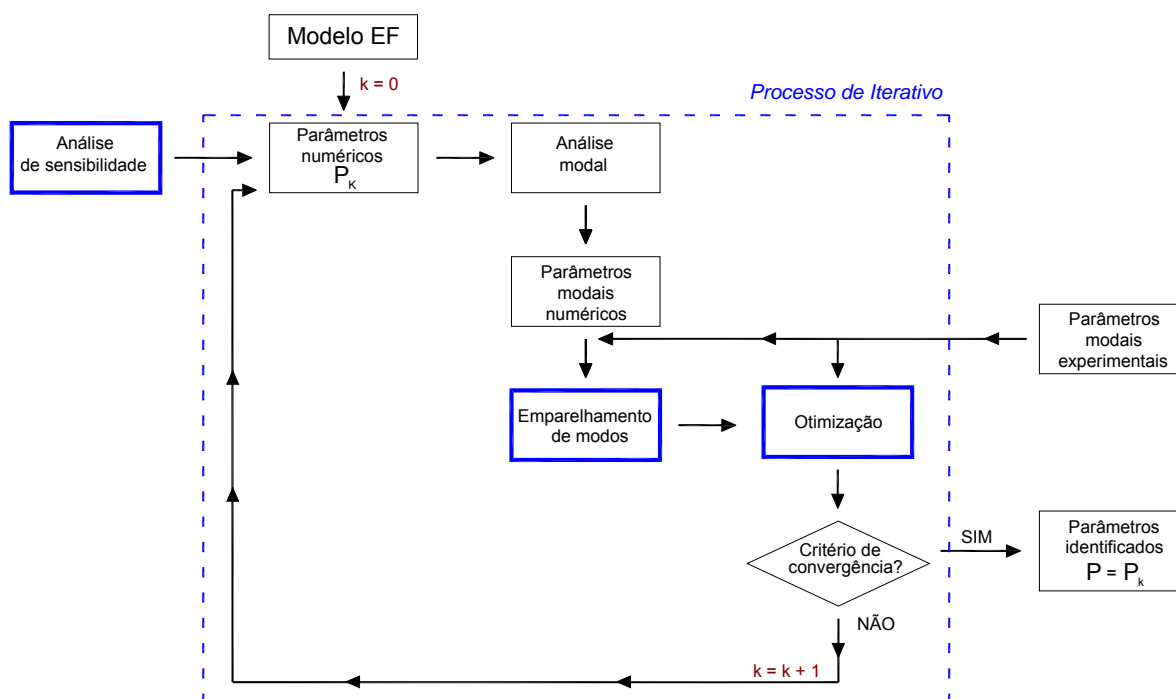


Figura 4.1 – Método iterativo baseado em algoritmos de otimização.

Assim, na secção 4.2 são descritas algumas considerações a ter em conta no processo de calibração, em particular os tipos de erros que geralmente lhe estão associados.

Na secção 4.3 são abordadas as análises de sensibilidade, que permitem identificar e seleccionar os parâmetros do modelo numérico que entram para a fase de otimização.

Na secção 4.4 são descritos os aspetos referentes às técnicas de emparelhamento dos modos de vibração utilizadas no processo de calibração do modelo, salientando-se a sua importância na estabilidade e convergência do processo de otimização.

A secção 4.5 incide na apresentação de um método iterativo de calibração automática de modelos numéricos assente na aplicação de técnicas de otimização, em particular nos algoritmos genéticos.

Por último, na secção 4.6 é descrita a ferramenta computacional utilizada na calibração dos modelos numéricos e que recorre aos programas ANSYS (2009), MatLab (2009) e OptiSLang (2008).

4.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A calibração de modelos numéricos (*model updating*) é um processo que consiste na correção dos parâmetros do modelo numérico com o objetivo de aproximar os resultados numéricos aos resultados experimentais, ajustando desta forma o comportamento estrutural do modelo numérico ao comportamento real da estrutura.

O processo de calibração é influenciado por erros que podem condicionar os resultados desviando-os para cenários menos realistas. Podem distinguir-se três tipos de erros, que ocorrem em fases distintas do processo de calibração (Zabel e Brehm, 2008):

- i) Erros associados à informação experimental;
- ii) Erros associados ao modelo numérico;
- iii) Erros associados ao processo de calibração.

Os erros associados à informação obtida experimentalmente podem estar relacionados com os seguintes fatores: falta de precisão dos registos experimentais; ruído elétrico gerado pelo sistema de medição e fontes externas de excitação; erros de aquisição e processamento de sinal; número e/ou posicionamento dos sensores inadequado (Friswell and Mottershead, 1995).

Relativamente aos erros associados aos modelos numéricos dos elementos finitos, são muitas das vezes resultado das incertezas relativas às propriedades dos materiais, à geometria dos elementos, às condições de apoio, às cargas atuantes no sistema ou ainda à incorreta definição dos parâmetros de modelação (tipo de elementos finitos e discretização). Além disso, a consideração das não-linearidades físicas ou geométricas da estrutura de forma aproximada estão também vezes na origem de erros neste tipo de modelos (Zabel e Brehm, 2008).

Por último, no que respeita aos erros associados ao processo de calibração baseados em parâmetros modais estes podem ser de diversos tipos e dependem do método de calibração que se pretende implementar (métodos diretos ou iterativos). Os métodos diretos são afetados por erros numéricos associadas a matrizes mal condicionadas e sem significado físico. Nos métodos iterativos destaca-se a dificuldade em detetar o mínimo global em problemas com um elevado número de mínimos locais.

4.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Nos problemas de otimização, o número de parâmetros do modelo numérico que se pretende otimizar é normalmente muito elevado sendo na maior parte das vezes diretamente proporcional ao nível de complexidade do modelo. A probabilidade de encontrar uma solução ótima para o problema é tanto maior quanto menor o número de parâmetros envolvidos, pelo que na generalidade das situações é necessária uma avaliação cuidada dos parâmetros cuja variação têm um impacto significativo nas respostas da estrutura.

Neste contexto, surgem as análises de sensibilidade, definindo-se como técnicas que identificam os parâmetros do modelo cuja variação influencia com maior ou menor grau de impacto as respostas. As análises de sensibilidade são realizadas numa fase preliminar ao processo de otimização (secção 4.5),

através das quais é possível compreender melhor o problema, tornando-se fundamental para uma correta definição da etapa da parametrização do problema de otimização (secção 4.5). Este procedimento permite aumentar a eficiência do algoritmo de otimização e consequentemente a diminuição do esforço computacional.

As análises de sensibilidade podem ser realizadas através de duas abordagens distintas: i) análise de sensibilidade local, onde se analisa a variação da resposta da estrutura variando apenas um parâmetro numérico mantendo os restantes inalterados; ii) análise de sensibilidade global, onde se analisa a variação da resposta da estrutura variando todos os parâmetros numéricos em simultâneo.

A análise de sensibilidade global consiste na geração aleatória de um conjunto de indivíduos (secção 4.5.1), constituídos cada um destes por um conjunto de parâmetros do modelo numérico que variam de acordo com o intervalo de variação definido para cada um deles. A geração de amostras, ou o conjunto de indivíduos, pode ser realizada através de várias técnicas de amostragem que se dividem em dois grandes grupos: as técnicas de amostragem estocásticas e as técnicas de amostragem sistemáticas.

A técnica de amostragem estocástica mais utilizada é a do Hipercubo Latino visto que permitir o preenchimento do espaço das variáveis do problema de uma forma mais equilibrada e com base num menor número de indivíduos. Para isso, na geração de cada uma das amostras o domínio de cada uma das variáveis do problema é dividido em intervalos com igual probabilidade de ocorrência, conforme se ilustra na Figura 4.2 para o caso de uma geração de dez amostras com duas variáveis independentes, X_1 e X_2 .

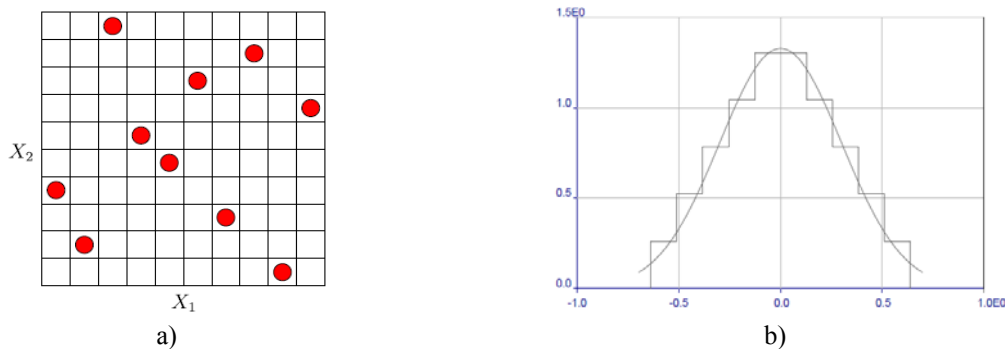


Figura 4.2 – Método do Hipercubo Latino com duas variáveis, X_1 e X_2 : a) geração de amostras; b) função de densidade de probabilidade da variável X_1 (dividida em 10 intervalos de igual probabilidade de ocorrência) (adaptado de OptiSLang (2008)).

O número mínimo de amostras (N) recomendado na aplicação do método do Hipercubo Latino é dado pela seguinte expressão (Will et al., 2004):

$$N = 2 \times (n_p + n_r) \quad (4.1)$$

onde n_p corresponde ao número de parâmetros numéricos e n_r corresponde ao número de respostas do problema.

Os resultados da análise de sensibilidade são geralmente expressos em termos de coeficientes de correlação, que estimam a correlação entre os parâmetros numéricos (*input's*) e as respostas (*output's*) permitindo a desta forma validar, ou excluir, determinado parâmetro no processo de otimização.

Os coeficientes de correlação entre os parâmetros numéricos e as respostas podem ser avaliados através de técnicas de análise paramétricas (coeficiente de correlação linear de Pearson e coeficiente de correlação quadrático) ou através de técnicas de análise não paramétricas (coeficientes de correlação de Spearman e de Kendall). Mais detalhes acerca destes coeficientes de correlação podem ser encontrados em OptiSLang (2008).

Autores como Brehm et al. (2010), Horas (2011), Carvalho (2011) e Ribeiro (2012) têm recorrido ao coeficiente de correlação de Spearman visto ter a vantagem de detetar correlações entre variáveis do tipo linear e não linear, para além de ser um coeficiente mais adequado a avaliar a correlação entre amostras variáveis de ordem de grandeza distinta.

4.4. TÉCNICAS DE EMPARELHAMENTO DE MODOS DE VIBRAÇÃO

Ao longo do processo de calibração, quando realizado através de técnicas de otimização iterativas, a correspondência entre os modos de vibração numéricos e experimentais está constantemente a ser alterada face às variações dos valores dos parâmetros numéricos. Este problema é agravado pelo facto dos modos experimentais possuírem um número limitado de graus de liberdade no que faz aumentar o número de correspondências possíveis entre os modos numéricos e experimentais (Brehm et al., 2010).

O objetivo das técnicas de emparelhamento é assegurar a correta correspondência entre cada um dos modos numéricos com os modos experimentais de maneira a garantir a estabilidade do algoritmo de otimização.

Nas últimas décadas foram propostos inúmeros critérios para o emparelhamento de modos de vibração, entre as quais se destaca o critério de garantia modal (MAC – "*Modal Assurance Criterion*") proposto por Allemang e Brown (1982), tornando-se deste então o critério mais usado a nível mundial. No entanto este critério apesar de apresentar resultados muito satisfatórios, em certas situações pode conduzir a resultados imprecisos, conforme constatado por Brehm et al. (2009) na calibração de um modelo numérico de uma treliça metálica e de Horas (2011) e Carvalho (2011) no caso da calibração de modelos de pontes ferroviárias.

Nestes estudos foi utilizado um novo parâmetro denominado por critério energético de garantia modal (EMAC – "*Energy based modal assurance criterion*") que inclui a informação física relativa à energia de deformação modal da estrutura.

4.4.1. CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL – MAC

O parâmetro MAC é um indicador estatístico, puramente matemático, que avalia a medida do desvio médio quadrático entre os vetores próprios numéricos e experimentais, em relação à reta de correlação linear dos dois vetores (Ribeiro, 2012), podendo ser expresso através da seguinte equação (Allemang, 2003):

$$MAC_{ij} = MAC(\phi_i, \phi_j) = \frac{(\phi_i^T \cdot \phi_j)^2}{(\phi_i^T \cdot \phi_j) \cdot (\phi_j^T \cdot \phi_j)} \quad (4.2)$$

onde ϕ_i e ϕ_j correspondem aos vetores próprios dos modos de vibração i e j respetivamente, com dimensão igual ao número de graus de liberdade instrumentados.

O parâmetro MAC é um escalar que avalia a correlação entre os dois modos de vibração e assume valores entre 0 e 1. Um valor de MAC nulo traduz uma fraca correlação entre modos de vibração enquanto um valor de MAC unitário corresponde a uma correlação perfeita entre os modos. Segundo Ewins (2000) os valores do parâmetro MAC superiores a 0,80 correspondem a uma boa correlação entre os modos de vibração enquanto valores inferiores a 0,20 correspondem a uma má correlação. Refira-se ainda que o parâmetro MAC é particularmente sensível à alteração das ordenadas modais de maior amplitude e pouco sensível à alteração das ordenadas modais de pequena amplitude (Allemang, 2003).

A correspondência entre dois modos de vibração, um experimental e um numérico, é realizada com base no valor do parâmetro MAC mais elevado.

As principais vantagens deste parâmetro prendem-se com a sua simples implementação e com a sua independência em relação à forma como os vetores modais são normalizados.

A utilização do parâmetro MAC pode ainda ser útil na comparação dos modos numéricos em relação aos próprios modos numéricos, ou ainda através da comparação de modos experimentais com os próprios modos experimentais, sendo nestas circunstâncias denominado por autoMAC numérico ou autoMAC experimental, consoante o caso. Uma das aplicações deste conceito surge no planeamento de ensaios dinâmicos (Ewins, 2000), particularmente na seleção dos pontos de medição com base no parâmetro autoMAC numérico. A análise dos valores da matriz autoMAC fora da diagonal principal permite avaliar até que ponto os modos de vibração (definidos por um determinado conjunto de graus de liberdade) estão correlacionados entre si e deste modo selecionar a posição mais adequada dos pontos de medição.

Como referido, o parâmetro MAC é sensível ao número de pontos instrumentados, pelo que a independência entre as várias configurações modais é tanto maior quanto maior o número de graus de liberdade instrumentados. Na Figura 4.3 apresenta-se a influência do número de graus de liberdade no valor do parâmetro MAC com recurso à matriz autoMAC construída com base em 26 pontos e em 500 pontos.

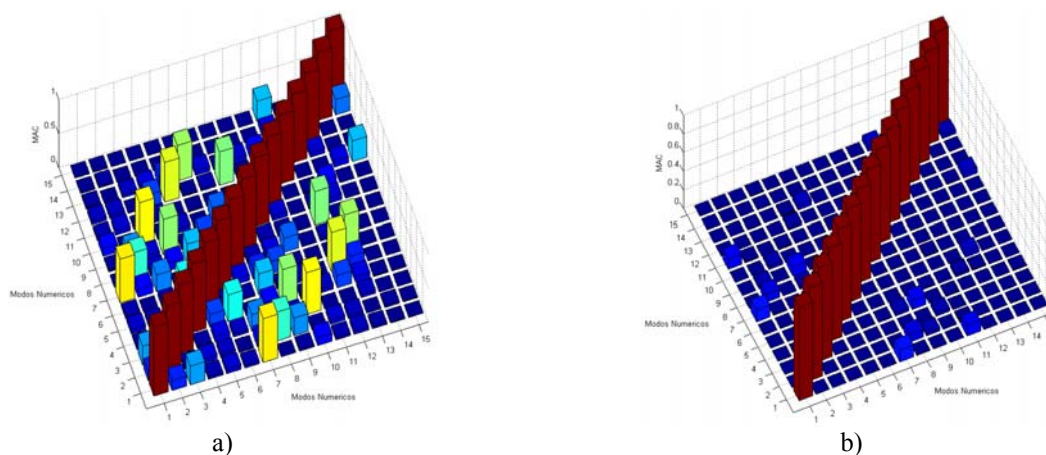


Figura 4.3 – Matriz autoMAC: a) 26 pontos; b) 500 pontos.

No caso da matriz autoMAC com 26 pontos existem pares de modos com uma forte correlação (por exemplo, os pares de modos 1/7, 3/10 e 5/12) revelando possíveis dificuldades no emparelhamento dos modos de vibração. No caso da matriz autoMAC com 500 pontos todos os termos da matriz fora da diagonal principal apresentam valores nulos ou muito baixos revelando uma independência entre os modos de vibração.

Em certas situações no decorrer do processo de otimização o parâmetro MAC poderá não ser suficiente para um correto emparelhamento dos modos de vibração. Este cenário poderá verificar-se nos seguintes casos: a informação experimental limitada; escolha e posição inadequada dos pontos de medida; registros do ensaio com fraca qualidade, por exemplo, devido à presença de ruído; modos experimentais com correlações elevadas com vários modos numéricos, não existindo portanto uma correlação única entre um modo experimental e um modo numérico.

4.4.2. CRITÉRIO ENERGÉTICO DE GARANTIA MODAL - EMAC

O parâmetro EMAC resulta da ponderação do parâmetro MAC pela energia de deformação modal relativa (MSE - "*Modal Strain Energy*"), associada a um ou a diversos conjuntos de graus de liberdade da estrutura, denominadas por *clusters* (Brehm et al. 2010). O parâmetro EMAC utiliza como fator de ponderação a energia de deformação associada a um ou a vários *clusters*. Através deste parâmetro é possível um emparelhamento mais satisfatório dos modos de vibração comparativamente ao parâmetro MAC.

A correspondência entre os modos de vibração numéricos e experimentais é avaliada pelo valor do parâmetro EMAC mais elevado e que pode assumir valores compreendidos entre 0 e 1.

O parâmetro EMAC expressa-se pela equação (Brehm et al. 2010):

$$EMAC_{ijk} = \Pi_{jk} \cdot MAC(\phi_i, \phi_j) \quad (4.3)$$

onde Π_{jk} corresponde à energia de deformação modal relativa que é o fator de ponderação do parâmetro MAC.

Na condição dos vetores modais estarem normalizados em relação à matriz de massa da estrutura, estabelece-se a condição de ortogonalidade dos modos de vibração em relação à matriz de rigidez (Arêde e Delgado, 2011):

$$\phi^T \cdot K \cdot \phi = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \omega_j^2 & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

onde ϕ é a matriz dos vetores próprios normalizados em relação à matriz de massa da estrutura, tendo na *i-ésima* coluna o vetor próprio associado ao *i-ésimo* valor próprio; K é a matriz de rigidez da estrutura. A energia de deformação total associada ao modo de vibração j é dada por $1/2 \times \omega_j^2$.

Com base na separação dos graus de liberdade da estrutura em n *clusters*, o vetor próprio j pode ser reescrito de acordo com os grupos de graus de liberdade definidos, ou seja:

$$\phi_j^T = [\phi_{j1}^T \quad \phi_{j2}^T \quad \dots \quad \phi_{jn}^T] \quad (4.5)$$

onde ϕ_{jn}^T corresponde ao vetor próprio j para o conjunto de graus de liberdade n .

A cada um dos *clusters* está associada uma matriz de rigidez respeitante aos seus graus de liberdade, pelo que a matriz de rigidez global da estrutura resulta da assemblagem das submatrizes associadas a cada um dos *clusters*:

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

onde K corresponde à matriz de rigidez global da estrutura, e K_{ij} corresponde à matriz de rigidez que relaciona as forças geradas nos graus de liberdade do *cluster* i quando se impõe um deslocamento unitário nos graus de liberdade do *cluster* j .

A energia de deformação modal associada ao modo de vibração j em relação ao *cluster* k (MSE_{jk}) é dada pela expressão:

$$MSE_{jk} = \frac{1}{2} \sum_{l=1}^n \phi_{jk}^T \cdot k_{kl} \cdot \phi_{jl} \quad (4.7)$$

A energia de deformação total associada a cada modo de vibração j pode ser dada pela seguinte expressão:

$$MSE_j = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^n \phi_{jk}^T \cdot k_{kl} \cdot \phi_{jl} = \frac{1}{2} \phi_{jk}^T \cdot k_{kl} \cdot \phi_{jl} = \frac{1}{2} \cdot \omega_j^2 \quad (4.8)$$

Assim, a energia de deformação relativa (Π_{jk}) representa a parcela da energia total mobilizada pelo modo de vibração j quando se apenas considera os graus de liberdade associados ao *cluster* k , sendo dada pela relação:

$$\Pi_{jk} = \frac{MSE_{jk}}{MSE_j} \quad \text{com } MSE_j \neq 0 \quad (4.9)$$

Π_{jk} é um escalar cujos valores estão compreendidos entre 0 e 1.

Por último, o parâmetro EMAC é obtido pela multiplicação das energias de deformação relativas dos diferentes modos numéricos associados ao *cluster* k pelos coeficientes MAC, com base na seguinte expressão:

$$EMAC_{ijk} = \Pi_{jk} \cdot MAC(\phi_i, \phi_j) \quad (4.10)$$

Como referido, na correlação entre os vetores modais numéricos e experimentais muitas vezes verifica-se a existência de um modo experimental com correlações elevadas com vários modos numéricos devido à informação experimental ser limitada ou a uma escolha inadequada da posição dos pontos de

medida. Nestas circunstâncias o parâmetro EMAC revela-se uma solução satisfatória e eficiente na identificação do "verdadeiro" modo numérico.

Um aspeto fundamental na aplicação do critério EMAC é a seleção adequada dos *clusters*, contudo não é possível estabelecer critérios para a sua seleção visto que a sua definição depende da tipologia da estrutura em estudo e da informação experimental existente, nomeadamente dos graus de liberdade instrumentados (Brehm et al. 2010). De acordo com Brehm et al. (2010) deverão ser tidos em conta os seguintes critérios na seleção dos *clusters*: i) os graus de liberdade instrumentados devem ser suficientes para representar a forma dos modos de vibração de cada *cluster*, ii) a seleção dos *clusters* deve estar relacionada com as partes do modelo numérico que foram convenientemente caracterizadas através dos ensaios.

4.5. OTIMIZAÇÃO

As metodologias iterativas de calibração de modelos numéricos incluem uma fase de otimização, que consiste na procura de uma solução ótima que satisfaça as restrições do problema com base na otimização de uma função objetivo (OptiSLang, 2008). Fundamentalmente, a fase de otimização visa encontrar os valores ótimos de um conjunto de parâmetros do modelo numérico que correspondam à melhor solução para o problema, que tipicamente corresponde à mínima diferença entre os parâmetros modais numéricos e os experimentais. O ajuste desta diferença baseia-se na modificação dos parâmetros do modelo numérico inicial em intervalos de variação predefinidos e as suas alterações têm um significado físico bem definido.

O algoritmo de otimização é um processo iterativo que é finalizado quando for satisfeito um critério de paragem, encontrando-se assim a solução ótima no espaço de busca de cada uma das variáveis envolvidas.

Um problema de otimização inicia-se fundamentalmente pela definição das etapas assinaladas a vermelho na Figura 4.4, nomeadamente, a parametrização do problema, a informação experimental e a definição da função objetivo. Estas etapas podem ser consideradas como um processo único e normalmente é designado por definição do problema de otimização.

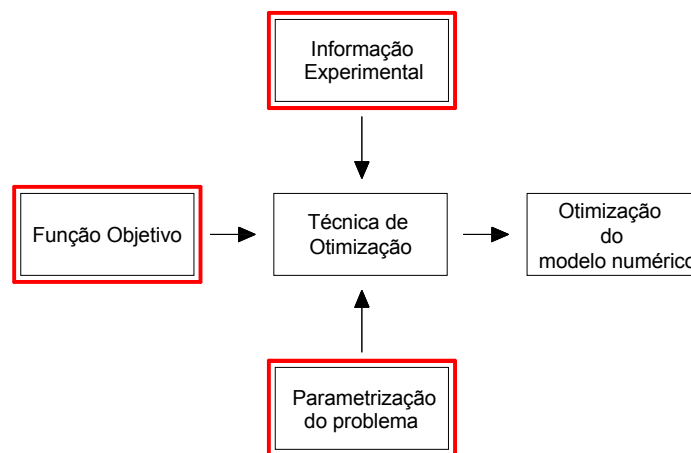


Figura 4.4 – Etapas envolvidas na definição do problema de otimização (adaptado de Horas (2011)).

A informação experimental, como já referido, é a base do todo o processo de otimização visto ser a referência para o algoritmo na procura de uma solução ótima para o problema.

A parametrização do problema consiste na definição dos parâmetros do modelo cuja variação influencia de forma significativa o comportamento dinâmico da estrutura, pelo que nesta etapa o conhecimento aprofundado do modelo numérico é fundamental. A estes parâmetros podem estar associados os erros e as incertezas do modelo numérico, já referidos na secção 4.2. Importa referir, que para o sucesso da otimização, os parâmetros identificados, muitas vezes designados parâmetros de calibração, deverão ser em menor número possível e apenas deverão ser selecionados os parâmetros cuja variação afete as respostas do sistema. Estas particularidades, nomeadamente a seleção dos parâmetros e a escolha do intervalo de variação de cada um deles são recorrentemente avaliadas através das análises de sensibilidade (secção 4.3).

A função objetivo avalia a qualidade da solução ótima, que exprime as diferenças entre os parâmetros modais numéricos e os experimentais podendo ser alvo de minimização ou maximização consoante o tipo de problema. A função objetivo utilizada neste estudo minimiza os resíduos das frequências naturais e dos modos de vibração numéricos e experimentais, onde as respostas modais do modelo numérico são variáveis e as respostas modais obtidas por via experimental são constantes e assumidas como determinísticas. O processo de otimização do modelo numérico é então condicionado pelo valor da função objetivo que é monitorizada sucessivamente no decorrer do processo iterativo.

No presente estudo a otimização do modelo numérico foi realizada com recurso ao programa comercial OptiSLang, desenvolvido pela empresa *DYNARDO* ("*Dynamic Software and Engineering GmbH*") com base num conjunto de investigações na área de calibração de modelos numéricos realizadas na Universidade de Weimar, na Alemanha. Ao nível dos algoritmos de otimização o programa OptiSLang (2008) possui fundamentalmente três abordagens possíveis: o método baseado em gradientes; o método baseado em superfícies de resposta e algoritmos evolucionários. As informações acerca das especificidades de cada uma destas técnicas poderão ser encontradas em Zabel e Brehm (2008), OptiSLang (2008) e Ribeiro (2012).

No presente estudo, a otimização do modelo numérico foi realizada com recurso aos algoritmos evolucionários, em particular aos algoritmos genéticos. Estes métodos têm como grandes vantagens a sua flexibilidade, robustez e estabilidade em problemas com um grande número de variáveis ou restrições (OptiSLang, 2008). Acresce, que em comparação com outros métodos de otimização, os algoritmos evolucionários estão mais aptos a encontrar um mínimo global em problemas onde exista um elevado número de mínimos locais. Como desvantagem deste tipo de algoritmos salienta-se o esforço computacional muito elevado, tornando o algoritmo demasiado demorado na maior parte das situações.

Os algoritmos evolucionários são técnicas de procura estocásticas que simulam a evolução natural das espécies e os seus processos de adaptação, seleção e variação, conforme os princípios estabelecidos por Charles Darwin (1859). Estes algoritmos baseiam-se numa população de indivíduos que evolui seguindo o princípio da sobrevivência dos mais adaptados ("*survival of the fittest*"), procurando em todo domínio das variáveis a solução que mais se aproxima da solução ótima.

Ao longo das últimas décadas surgiram diversas variantes dos algoritmos evolucionários baseados sobretudo em três paradigmas: algoritmos genéticos (GA) desenvolvidos por Holland (1975) e popularizados por Goldberg (1989), estratégias evolucionárias (ES) introduzidas por Rechenberg (1973) e Schwefel (1981) e a programação evolucionária (EP) desenvolvida por Fogel (1966) (Zabel e Brehm, 2008). Uma característica geral de todos os paradigmas evolucionários é o seu caráter dinâmico de aproximações sucessivas, uma vez que partindo de um ou mais pontos iniciais, todos os métodos evoluem pelo domínio da solução em busca do ponto ótimo. As diferenças básicas entre os diversos paradigmas evolucionários encontram-se na natureza dos esquemas de representação, dos operadores de reprodução e nos métodos de seleção.

No presente secção apenas serão abordados os aspetos relacionados com os algoritmos genéticos (AGs), visto que para a otimização do modelo numérico (Capítulo 6) apenas se recorreu a este tipo de algoritmo.

4.5.1. ALGORITMOS GENÉTICOS

Os Algoritmos Genéticos (AGs) têm vindo a ser usados com sucesso na pesquisa de soluções ótimas numa grande variedade de problemas desde que em 1975 o professor norte-americano John Henry Holland, autor do livro “*Adaptations in Natural and Artificial Systems*” descreveu como aplicar os princípios da evolução natural de Charles Darwin (1859) e da genética natural de Gregor Mendel (1866) em problemas de otimização de funções matemáticas. Na década de 80 do século passado, David Goldberg, ex-aluno de Holland, publicou o livro “*Genetic Algorithms in Search Optimization, and Machine Learning*” tornando este algoritmo mais detalhado e popular dentro da comunidade científica.

O sucesso dos AGs tem vindo a ser transversal a todas as áreas da engenharia, inclusivamente na engenharia de estruturas. Nesta área destacam-se os trabalhos nos domínios da calibração experimental de modelos numéricos, da otimização topológica e paramétrica de estruturas, na identificação de parâmetros modais, na deteção de danos, entre outros. No domínio da calibração experimental de modelos numéricos de pontes ferroviárias, foco do presente estudo, apesar de ser uma área ainda pouco estudada salientam-se os trabalhos de Zabel e Brehm (2008), Malveiro (2013), Horas (2011), Carvalho (2011) e Ribeiro (2012).

Na calibração de modelos numéricos o facto de os parâmetros numéricos não estarem linearmente relacionados com os parâmetros modais e, também, pelo facto da função objetivo incluir tipicamente termos não lineares, torna-se necessário recorrer a algoritmos de otimização que resolvam problemas não lineares, pelo que o recurso a algoritmo genéticos como técnica de otimização torna-se bastante robusta e eficaz.

Os Algoritmos Genéticos são uma técnica de otimização estocástica que através de um processo computacional iterativo simula a evolução natural das espécies e os seus processos de adaptação, seleção e variação, seguindo o princípio da sobrevivência dos mais adaptados, conforme os conceitos da Teoria da Evolução desenvolvida por Charles Darwin, e os princípios da Genética Natural desenvolvida por Gregor Mendel. Estes algoritmos baseiam-se numa população de indivíduos que competem entre si para sobreviverem e se reproduzirem, sendo que os indivíduos sobreviventes são aqueles que possuem um código genético superior em relação aos restantes.

Como vantagens dos algoritmos genéticos salientam-se (Reis, 2013; Ribeiro, 2012):

- i) permitir a resolução de problemas do tipo linear e não linear, o que torna esta formulação mais genérica que a dos algoritmos tradicionais;
- ii) não requer uma formulação matemática complexa do problema;
- iii) espaço de pesquisa amplo - o espaço de pesquisa expande com o decorrer do algoritmo até encontrar uma solução ótima;
- iv) pesquisa simultânea de soluções ótimas em várias regiões no espaço das variáveis, uma vez que trabalham com uma população e não com um único indivíduo (ponto);
- v) o número de variáveis aleatórias e de restrições ao problema pode ser elevado;
- vi) o número de variáveis aleatórias pode ser superior ao número de respostas do problema, sem a ocorrência de erros numéricos;
- vii) admitirem tentativas falhadas, ou seja, se não existir uma solução do problema para um conjunto de variáveis aleatórias o algoritmo não é interrompido e prossegue a busca da solução ótima;
- viii) facilidade em detetar o mínimo global evitando os mínimos locais.

Apesar das inúmeras vantagens os algoritmos genéticos também apresentam algumas limitações na resolução de problemas de otimização, das quais se destacam:

- i) a função objetivo (seção 4.5.1.3) nem sempre é evidente, ou mesmo quais os parâmetros a serem utilizados como variáveis;
- ii) na implementação do algoritmo genético é necessário definir os parâmetros do algoritmo, entre os quais o tamanho da população inicial, a taxa de cruzamento, a taxa de mutação, etc., que por vezes são otimizados em função do tipo de problema através de um processo tentativa-erro;
- iii) não é adequado para identificar ótimos locais;
- iv) apesar da eficiência na busca do valor ótimo global existe por vezes a dificuldade em encontrar o seu valor exato;
- iv) não existe uma condição de fim do algoritmo eficiente, deve ser o utilizador a definir quando o algoritmo deve parar através da definição de um critério de paragem;
- v) elevado tempo computacional na generalidade dos problemas.

Para a melhor compreensão do funcionamento de um algoritmo genético é necessário o entendimento de alguns termos oriundos da biologia e a sua correspondência com a terminologia utilizada pelo algoritmo. Na Figura 4.5 apresentam-se alguns termos usualmente utilizados.

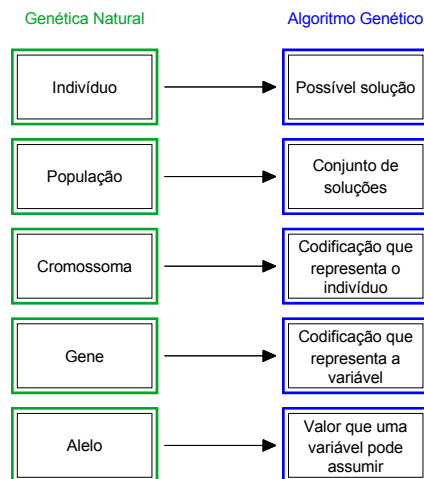


Figura 4.5 – Correspondência entre a genética natural e os algoritmos Genéticos.

A estrutura de um algoritmo genético aplicado a problemas de otimização contempla como principais operações as descritas no fluxograma da Figura 4.6. O algoritmo é um processo iterativo que é finalizado quando for verificado o critério de paragem, encontrando-se assim a solução ótima no espaço de busca de cada uma das variáveis envolvidas.

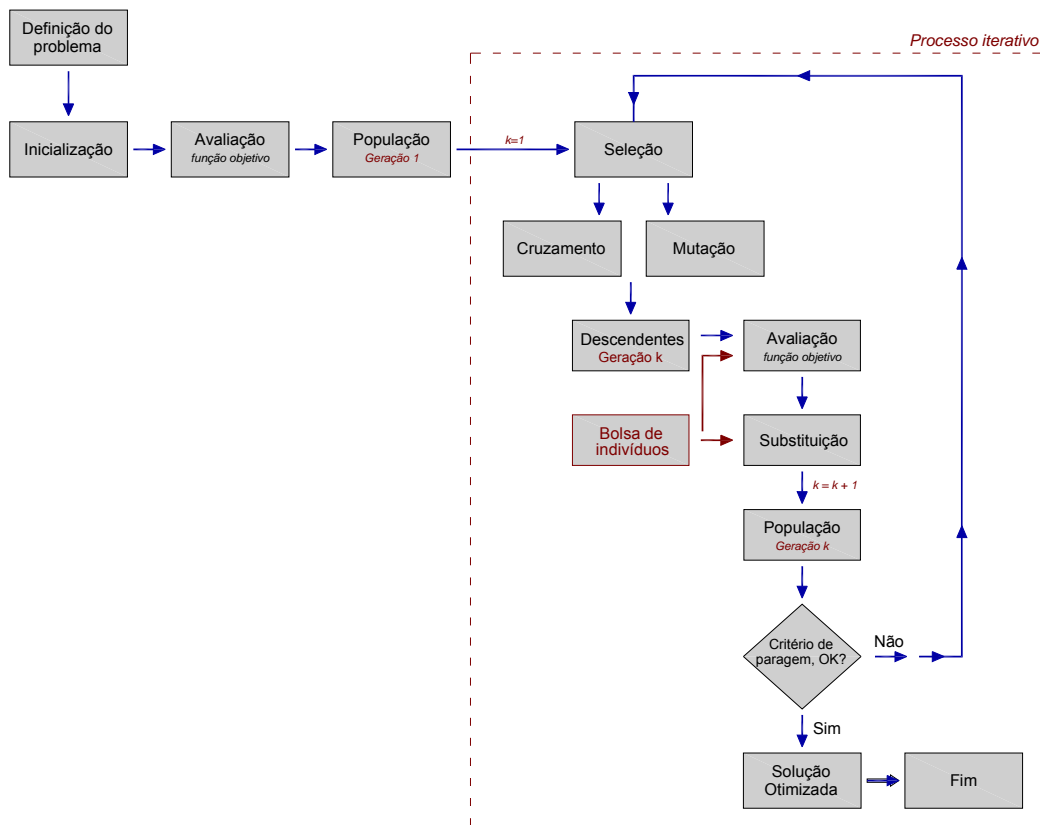


Figura 4.6 – Fluxograma de um algoritmo genético (adaptado de Ribeiro (2012)).

Nos pontos seguintes são descritos os principais passos na implementação de um algoritmo genético, procurando descrever, ainda que brevemente todo o processo iterativo e as principais caraterísticas utilizadas neste tipo de algoritmo.

4.5.1.1. Definição do problema

A definição do problema com já descrito anteriormente, é uma das fases fundamentais do algoritmo genético pois é nela que todo o algoritmo se baseia para a procura da solução ótima do problema.

4.5.1.2. Geração da população inicial

O algoritmo inicia-se com a geração da população inicial, $k=1$, respeitando o princípio darwiniano da diversidade. Cada indivíduo gerado corresponde a uma possível solução do problema, e são constituídos por um conjunto de variáveis do problema, ou seja, os parâmetros do modelo numérico a otimizar. Cada variável possui um domínio, ou seja, um intervalo de variação definido por um limite superior e inferior, e podem ser definidas por valores contínuos, discretos ou binários (OptiSLang, 2008).

A geração da população inicial pode ser realizada através de dois processos distintos: um deles consiste na geração aleatória de indivíduos, enquanto no outro a população é gerada por meio de técnicas heurísticas. A população inicial gerada com auxílio de uma técnica heurística garante uma convergência mais rápida do AG quando comparada com uma geração aleatória da população, no entanto apresenta como desvantagem a convergência prematura para ótimos locais. A técnica de geração aleatória aconselhada para este tipo de problemas é o método do Hipercubo Latino que garante uma geração de indivíduos que abrange grande parte do espaço das variáveis (secção 4.3). É de relevar que uma população pequena pode convergir rapidamente, reduzindo assim as possibilidades de atingir-se um ótimo global, enquanto uma população grande pode atingir um ótimo global no entanto exige maiores tempos computacionais.

O número de indivíduos da população afeta o desempenho global e a eficiência do algoritmo. Correia (2003) defende que o tamanho da população deverá estar situado entre os 30 e os 100 indivíduos.

4.5.1.3. Avaliação (função objetivo)

Neste ponto é importante referir a distinção entre a função objetivo e a função de aptidão. A função objetivo é a função que se pretende otimizar, e permite avaliar a qualidade da solução, ou seja, a proximidade das características de um indivíduo com a solução que se pretende atingir. Por outro lado a função de aptidão ("*fitness*") é o processo de avaliar cada indivíduo da população de acordo com a função objetivo com vista a seleciona-los mediante a sua habilidade de sobreviver e reproduzir-se (Mitchel, 1996). A determinação da aptidão de cada um dos indivíduos da população é determinada a partir da função de objetivo, tal parâmetro traduz a avaliação da qualidade de um indivíduo como solução possível do problema.

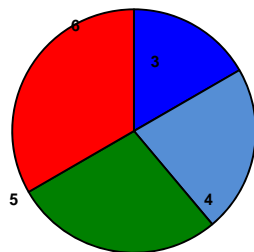
4.5.1.4. Seleção

Os métodos de seleção são usados para direcionar o algoritmo no espaço de busca das variáveis, estes métodos, baseados no princípio da seleção natural de Charles Darwin, têm em vista a escolha dos indivíduos mais aptos da população para reprodutores, de modo a gerarem descendentes com maior aptidão para o problema, ou seja, os indivíduos da população com maior valor da função de aptidão. Os processos de seleção podem ser baseados em metodologias de ordenação (ordenação linear e

exponencial) ou em metodologias estocásticas (método da roleta, método de amostragem universal e método de torneio).

De entre as metodologias estocásticas as mais utilizadas são o método da roleta e o método do torneio.

No método da roleta, proposto por Holland em 1975, cada indivíduo tem o seu valor de aptidão representado proporcionalmente em relação ao valor total da aptidão da população (Figura 4.7). A roleta é girada e selecionam-se os indivíduos por sorteio, sendo que quanto maior o valor de aptidão do indivíduo maior será a sua probabilidade de ser selecionado. Importa referir que este método tem a desvantagem de possuir uma alta variância podendo levar à seleção consecutiva do indivíduo que possui o maior valor de aptidão e consequentemente levar à diminuição da diversidade da população bem como à convergência prematura do algoritmo.



Seleção (Si)	Indivíduo (Si)	Aptidão f(Si)	Aptidão Relativa
S ₁	100001	2,46	11,36%
S ₂	100011	1,92	8,86%
S ₃	001100	6,01	27,75%
S ₄	101010	4,06	18,74%
S ₅	001001	7,21	33,29%

Figura 4.7 – Método da roleta (adaptado de Reis (2013)).

No método do torneio a seleção de cada indivíduo é realizada comparando o valor da função de aptidão entre os indivíduos que participam no torneio. De entre as suas vantagens destacam-se: a aleatoriedade da seleção dos indivíduos para competir, não existindo uma maior probabilidade de seleção dos indivíduos com maior aptidão como no método da roleta; a redução da convergência prematura e a inclusão no processo de seleção dos indivíduos menos aptos; a facilidade de implementação computacional.

Outro conceito importante é a pressão da seleção, que é definida como o grau de favorecimento dos melhores indivíduos no processo de seleção, sendo determinada a partir da razão entre a aptidão máxima e a aptidão média de uma população. Assim, quanto maior a pressão de seleção maior é a probabilidade dos indivíduos mais aptos serem selecionados. Esta pressão de seleção leva o AG a melhorar a aptidão da população ao longo das gerações e deste modo melhorar de convergência do algoritmo.

4.5.1.5. Cruzamento

O operador de cruzamento ("*crossover*") é considerado o mais importante dos operadores genéticos, consistindo na recombinação das características dos indivíduos (pais) durante a reprodução, permitindo assim que os descendentes (filhos) herdem as suas melhores características. Esta operação é realizada durante todo o processo evolutivo do AG, possibilitando que os genes dos melhores indivíduos ocorram com maior frequência na população, e assim melhorando o desempenho e eficácia do algoritmo. As técnicas de cruzamento mais utilizadas são o cruzamento por um ponto, por dois pontos e uniforme.

O cruzamento por um ponto é o operador mais clássico dos AGs e consiste na escolha aleatória da localização de um ponto de troca dos genes dos indivíduos pais gerando dois filhos. Cada pai contribui com o seu código genético até ao ponto de corte, originando os filhos conforme ilustrado na Figura 4.8.

O cruzamento por dois pontos é semelhante, mas consiste na escolha aleatória da localização de dois pontos de troca.

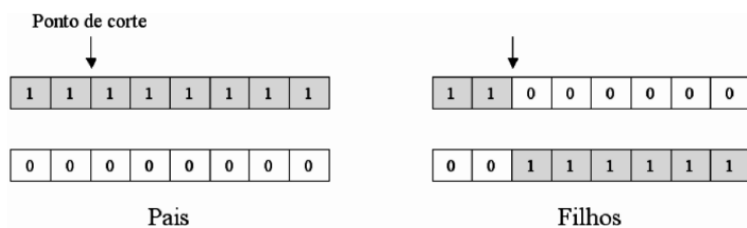


Figura 4.8 – Cruzamento por um ponto.

A técnica de cruzamento uniforme não utiliza pontos de corte, mas determina através de um parâmetro global a probabilidade de cada variável ser trocada entre pais, ou seja, cada gene do indivíduo pai tem uma probabilidade de ser trocado previamente definida (Figura 4.9).

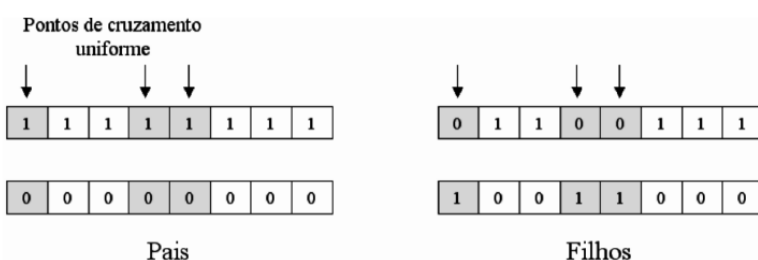


Figura 4.9 – Cruzamento uniforme.

O cruzamento entre dois indivíduos de uma certa população é descrito em termos de uma taxa, que estabelece quais os indivíduos que são ou não cruzados. O processo consiste na geração aleatória de um valor entre 0 e 100 para cada dois indivíduos que é comparado com o valor da taxa de cruzamento, se o valor gerado for menor que o valor da taxa é realizado o cruzamento. O valor de referência para a taxa de cruzamento deverá ser alta e varia tipicamente entre 60% a 95% (Lawrence, 1997).

4.5.1.6. Mutação

O operador genético da mutação introduz mudanças aleatórias nas características dos indivíduos descendentes logo após a operação de cruzamento. Estas alterações podem realizar-se em um ou mais genes, de acordo com uma probabilidade pré-estabelecida denominada por taxa de mutação. Segundo Laurence (1997) os valores comuns de referência para a taxa de mutação situam-se entre 0,5 e 1% de modo a assegurar a diversidade da população. Refira-se no entanto, que a mutação segundo alguns autores pode ser uma etapa desnecessária em alguns problemas.

Como vantagens deste operador no decurso no AG salientam-se os seguintes (Reis, 2013): auxilia o algoritmo a evitar mínimos locais; recupera a informação genética perdida no processo de cruzamento; previne a perda irreversível da informação genética; mantém a diversidade genética da população.

A mutação também é descrita em termos de uma taxa, que estabelece quais os genes dos indivíduos que poderão sofrer ou não o processo de mutação. O processo consiste na geração aleatória de um valor entre 0 e 100 para cada gene que é comparado com o valor da taxa de mutação, se o valor gerado for menor que o valor da taxa é realizada a mutação.

4.5.1.7. Substituição

Nesta operação os indivíduos da geração atual são substituídos pelos melhores indivíduos resultantes da avaliação conjunta de dois grupos de indivíduos, os descendentes da geração atual e os indivíduos pertencentes a uma bolsa de indivíduos.

Através da bolsa de indivíduos é possível manter na geração futura os indivíduos considerados mais aptos das gerações anteriores, denominados de elites, evitando que os indivíduos mais aptos de cada geração possam ser perdidos nas operações de reprodução ou mutação. As elites transitam intactas para a geração seguinte, mesmo nas situações em que todos os descendentes tenham valores mais elevados da função de aptidão. Segundo Correia (2003) a elite tem um tamanho reduzido, na ordem de 1 ou 2 indivíduos.

4.5.1.8. Critério de paragem

Esta operação avalia se o algoritmo deve terminar o processo evolutivo ou iniciar uma nova geração de indivíduos. Estes critérios podem ser definidos estipulando um tempo máximo, por um limite de gerações, pela estagnação da população, nomeadamente quando o melhor indivíduo da população não melhora após sucessivas gerações, entre outras.

4.6. METODOLOGIA COMPUTACIONAL DO PROCESSO DE CALIBRAÇÃO

A calibração de um modelo numérico complexo requer o uso de ferramentas robustas e flexíveis que permitam realizar todo o processo de forma eficiente e com tempos computacionais competitivos. Desta forma, o processo de calibração do modelo numérico envolveu o funcionamento de três programas comerciais: OptiSLang (2008), MatLab (2009) e ANSYS (2009). A interação entre estes programas permite a implementação de um algoritmo genético que pretende encontrar uma solução ótima para o problema, minimizando as diferenças dos resíduos das frequências e modos de vibração numéricos e experimentais, considerando para isso como variáveis os parâmetros do modelo numérico e como constantes os valores obtidos por via experimental.

Importa referir que a metodologia de cálculo foi desenvolvida no âmbito do trabalho de doutoramento realizado por Ribeiro (2012).

Na Figura 4.10 apresenta-se o fluxograma ilustrativo da metodologia iterativa realizada na otimização do modelo numérico, são apresentadas as várias etapas constituintes do processo bem como a sua correspondência com os programas intervenientes.

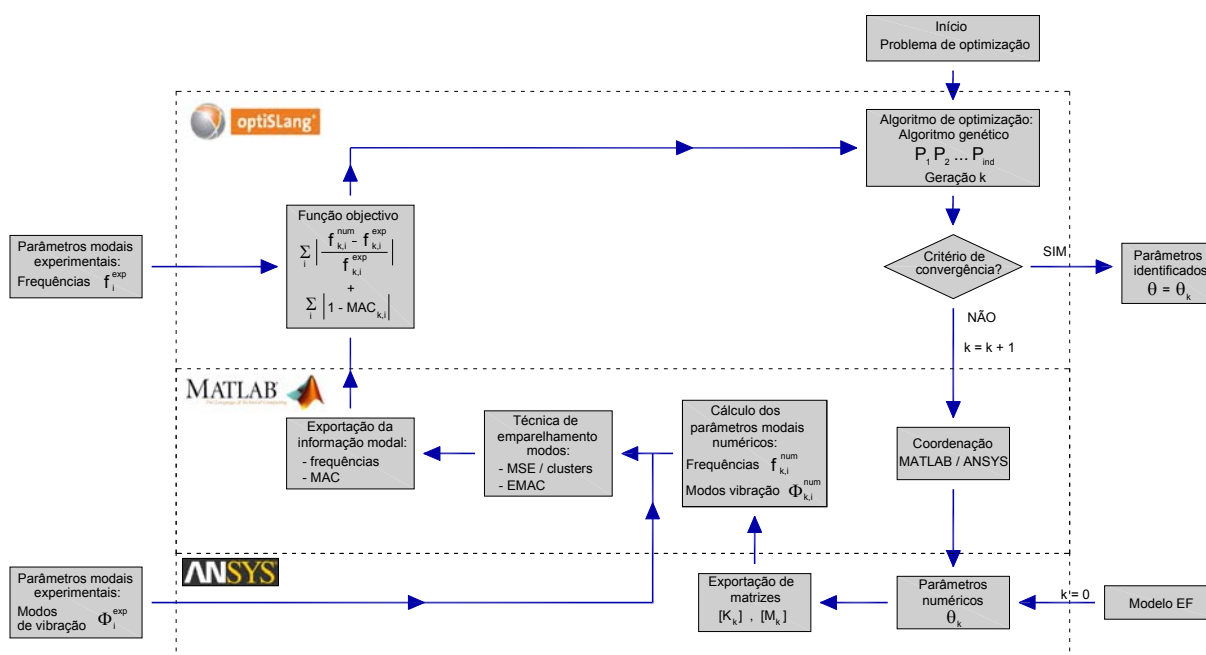


Figura 4.10 – Metodologia iterativa do processo de calibração do modelo numérico.

Todo o processo de otimização é controlado a partir no programa OptiSLang, onde é gerada a população inicial através da técnica do hipercubo latino e implementado o algoritmo genético. Para todos os indivíduos da população, de uma dada geração (k) é avaliada sua aptidão a partir da função objetivo.

A parametrização do problema, ou seja, a seleção dos parâmetros do modelo e os seus intervalos de variação são definidos no OptiSLang após a realização de uma análise de sensibilidade.

Para determinação da aptidão de cada um dos indivíduos são necessários uma série de cálculos realizados entre os programas ANSYS e MatLab. A coordenação entre os programas e a organização

dos ficheiros de dados necessários ao cálculo da função objetivo de cada indivíduo é realizada através do OptiSLang por intermédio de um *script*.

O cálculo dos parâmetros modais numéricos de cada indivíduo envolve o recurso aos programas ANSYS e MatLab, na Figura 4.11 apresentam-se as etapas entre estes dois programas.

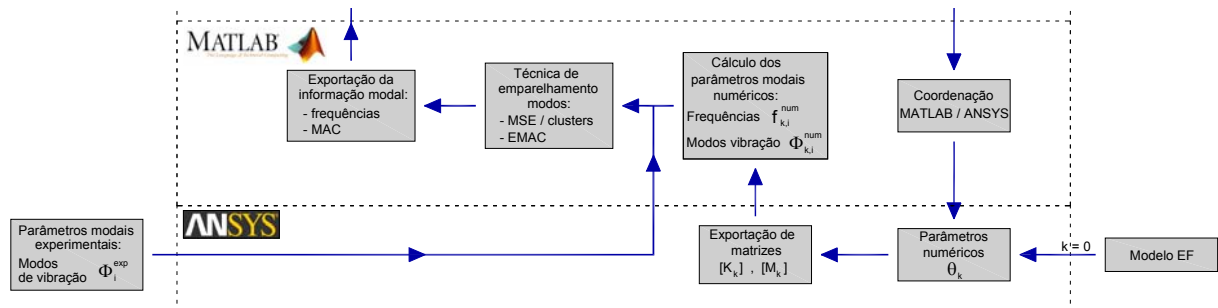


Figura 4.11 – Extrato da metodologia iterativa do processo de otimização do modelo numérico, envolvendo a coordenação entre os programas ANSYS e MatLab.

O ANSYS abre o modelo numérico de elementos finitos em modo *batch*, e executa uma rotina criada em linguagem APDL (*ANSYS Parametric Design Language*) que altera as características do modelo numérico de acordo com o conjunto de valores atribuído pelo OptiSLang a cada um dos indivíduos. Seguidamente a partir do ANSYS são exportadas as matrizes de massa e rigidez da estrutura em ficheiros de texto no formato *Harwell-Boeing*, adequado ao armazenamento de matrizes esparsas (Ribeiro, 2012).

No programa MatLab, a partir das matrizes de massa e rigidez da estrutura calculadas no ANSYS é calculado o problema de valores e vetores próprios, tendo em vista a determinação das frequências naturais e os modos de vibração numéricos. É importante referir que apesar de o ANSYS calcular o problema modal o MatLab permite a sua resolução num tempo manifestamente mais reduzido.

A partir da informação modal numérica e experimental é realizado o emparelhamento dos modos numéricos com os experimentais com recurso ao parâmetro EMAC. Os resultados das frequências de vibração numéricas e a matriz MAC são exportados em ficheiros no formato de texto.

As rotinas realizadas no ANSYS e MatLab são então finalizadas e o OptiSLang calcula a função objetivo do indivíduo em causa, calculando os resíduos das frequências e modos de vibração numéricos e experimentais.

O OptiSLang aplica os operadores genéticos e constitui a geração seguinte ($k+1$), ou seja, cria novos conjuntos de valores para os parâmetros do modelo com vista a minimizar os novos resíduos da função objetivo. Este processo é realizado iterativamente até o critério de paragem ser satisfeito.

5. MODELAÇÃO NUMÉRICA E IDENTIFICAÇÃO MODAL DA PONTE DE ANTUÃ

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a modelação numérica e a identificação experimental das propriedades dinâmicas da ponte sobre o rio de Antuã, situada na linha ferroviária do Norte.

Na secção 5.2 apresenta-se uma breve descrição da ponte, incluindo a sua localização, tipologia, comportamento estrutural e respetivas condições de utilização.

A secção 5.3 é reservada à descrição do modelo numérico de elementos finitos desenvolvido com recurso ao programa comercial ANSYS (2009), onde é detalhada a metodologia realizada e as principais considerações da modelação numérica da ponte, no que respeita aos elementos finitos utilizados, às características geométricas, mecânicas, propriedades dos materiais e respetivas condições de apoio existentes.

Na secção 5.4 apresentam-se os parâmetros modais obtidos a partir do modelo numérico, nomeadamente, as frequências naturais e os modos de vibração. Na secção 5.5 discute-se a influência da inclusão da via-férrea e a influência da modelação da camada do balastro no comportamento dinâmico do modelo numérico.

A secção 5.6 destina-se à descrição do ensaio dinâmico em vibração ambiental realizado com o objetivo de identificar os parâmetros modais da ponte, no que respeita às frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento. A técnica de identificação modal aplicada foi o método EFDD e foi realizada com recurso ao programa ARTeMIS (2011).

Por último na secção 5.7 é apresentada a comparação entre os resultados numéricos e os experimentais.

5.2. DESCRIÇÃO DA PONTE DE ANTUÃ

A ponte ferroviária sobre o rio de Antuã localiza-se ao km 286+864 da linha do Norte, entre os apeadeiros de Estarreja e Salreu no distrito de Aveiro (Figura 5.1).

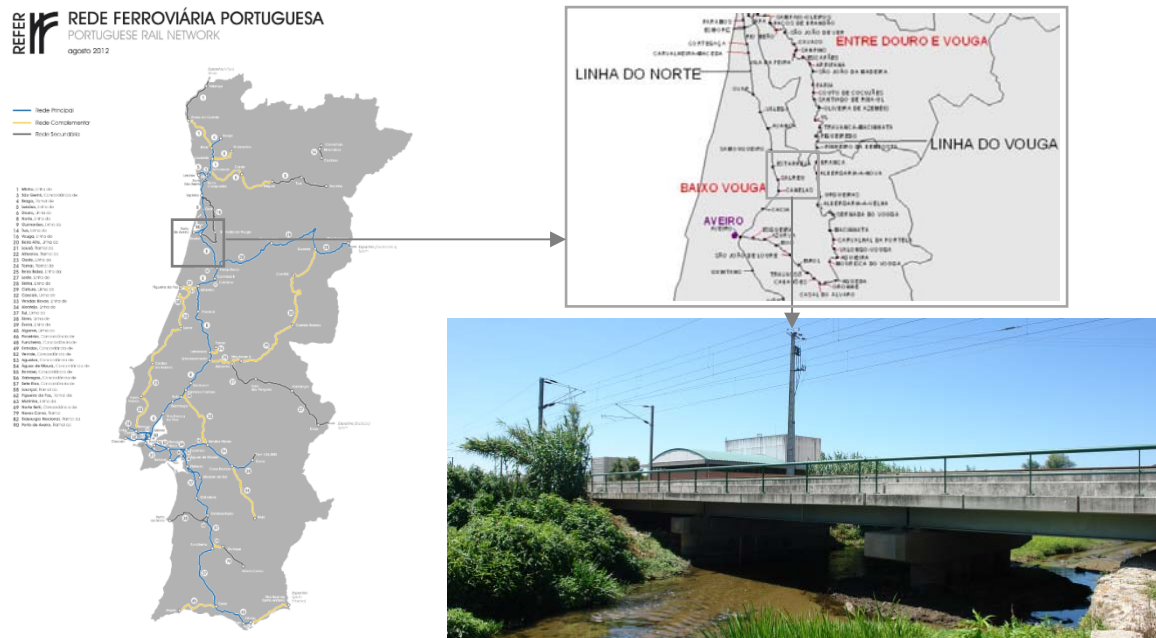


Figura 5.1 – Localização e vista geral da ponte ferroviária de Antuã.

A ponte apresenta atualmente um bom estado de conservação visto no ano de 2003 ter sido alvo de uma intervenção estrutural (Figura 5.2) no âmbito do projeto de modernização da Linha do Norte. A intervenção envolveu a substituição de dois tabuleiros existentes por oito novos meios tabuleiros. Os encontros e os pilares existentes foram adaptados e reforçados.



Figura 5.2 – Trabalhos de intervenção estrutural na ponte de Antuã no ano de 2003: a) construção dos tabuleiros na via ascendente (sentido Sul-Norte); b) construção da via-férrea.

A estrutura antes da intervenção foi projetada para velocidades de circulação de 150 km/h para comboios convencionais. Esta intervenção visou a circulação de composições a velocidades superiores às inicialmente projetadas como é o caso do comboio Alfa Pendular que pode atingir velocidades próximas de 220 km/h.

A ponte apresenta um desenvolvimento total de 44,35 m, com um traçado reto em planta, e serve de suporte a duas vias de circulação ferroviárias. É constituída por quatro tramos simplesmente apoiados cujos vãos extremos apresentam um comprimento de 10,845 m, no sentido Sul-Norte, e 10,265 m no

sentido Norte-Sul, e vãos intermédios com um desenvolvimento de 11,620 m (Figura 5.3). Os tabuleiros da ponte são do tipo misto aço-betão que são suportados pelos encontros (E1 e E2) e pilares existentes (P1 a P3) (Figura 5.3). Cada meio tabuleiro suporta uma via de circulação ferroviária.

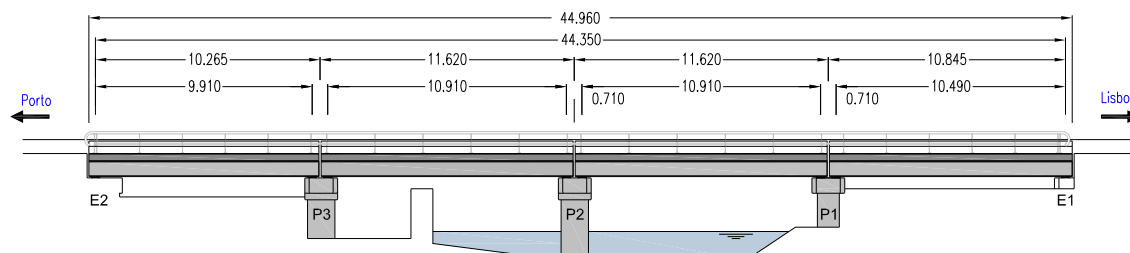


Figura 5.3 – Corte longitudinal da ponte sobre o rio Antuã.

Cada tramo da ponte é constituído por dois meios tabuleiros simétricos e independentes entre si, com uma largura de 6,10 m, separados ao eixo por uma junta longitudinal a todo o comprimento da ponte (Figura 5.4). Cada meio tabuleiro é constituído por uma laje em betão pré-fabricada e duas vigas longitudinais (ou longarinas) constituídas por perfis metálicos do tipo HEB 700 afastados entre si de 3,30 m. O contraventamento das vigas longitudinais é realizado por intermédio de quatro vigas transversais (ou carlingas) em perfis metálicos do tipo IPE 500, soldados às almas das vigas principais na zona dos apoios e a terços do vão.

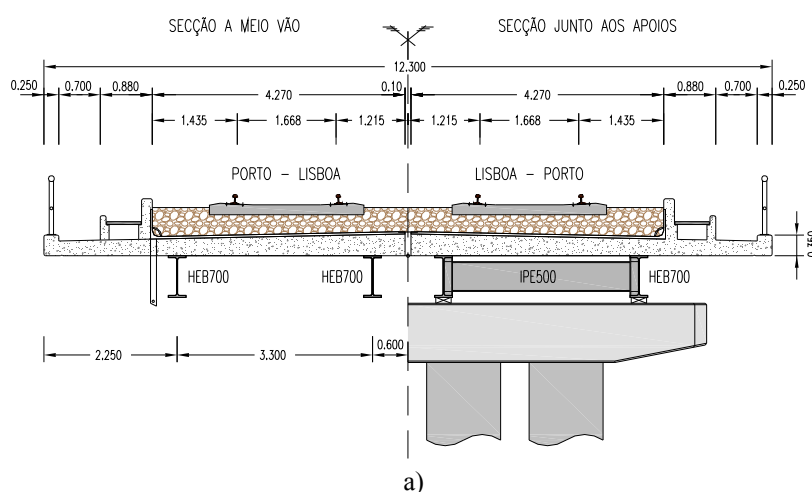


Figura 5.4 – Ponte de Antuã: a) secção transversal; b) vista inferior.

A laje do tabuleiro é constituída por painéis em betão armado pré-fabricados com uma espessura variável (0,367 m junto ao eixo de simetria da ponte e 0,250 m na extremidade da consola exterior). A ligação entre os painéis pré-fabricados é realizada por intermédio de 4 perfis metálicos do tipo IPE 140, conforme ilustrado na Figura 5.5.

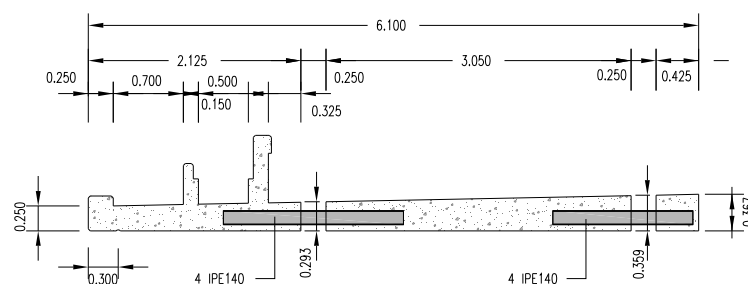


Figura 5.5 – Ligação entre painéis pré-fabricados da laje do tabuleiro da ponte de Antuã.

Cada meio tabuleiro assenta nos encontros ou pilares por intermédio de aparelhos de apoio do tipo "*pot bearing*", quatro por cada encontro ou pilar e estão posicionados nos alinhamentos das vigas longitudinais. Os aparelhos de apoio encontram-se fixos num dos lados do tramo e guiados longitudinalmente no lado oposto. Na Figura 5.6 apresenta-se o esquema da mobilidade da ponte de Antuã.

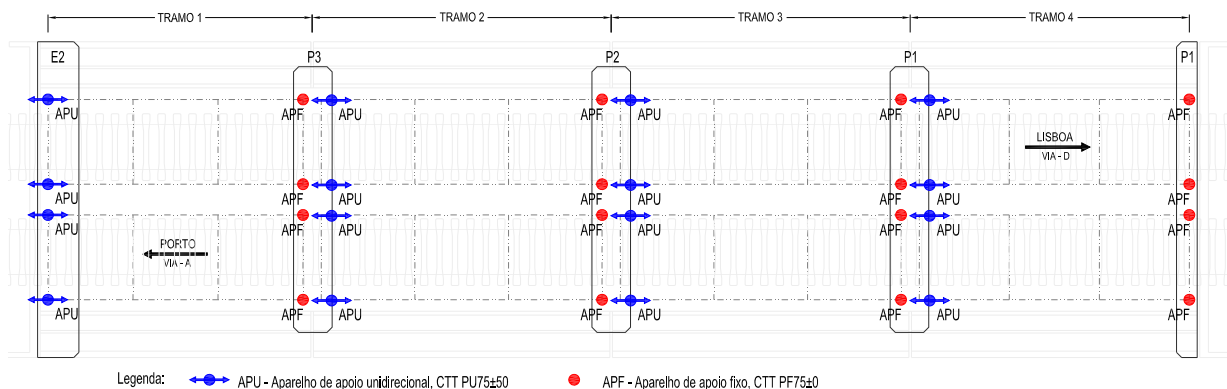


Figura 5.6 – Esquema da disposição dos aparelhos de apoio da ponte de Antuã.

Os aparelhos de apoio são da marca VSL, modelos CTT PF75±0 e CTT PU75±50. O modelo CTT PU75±50 é um aparelho de apoio unidirecional (Figura 5.7c), guiado na direção longitudinal da ponte que permite além de rotações em todos os sentidos, os deslocamentos longitudinais com um valor máximo de 50 mm. O modelo CTT PF75±0 é um aparelho de apoio fixo (Figura 5.7b) que impede todo o tipo de deslocamentos, permitindo no entanto, tal como no caso do aparelho de apoio unidirecional, rotações em todos os sentidos.

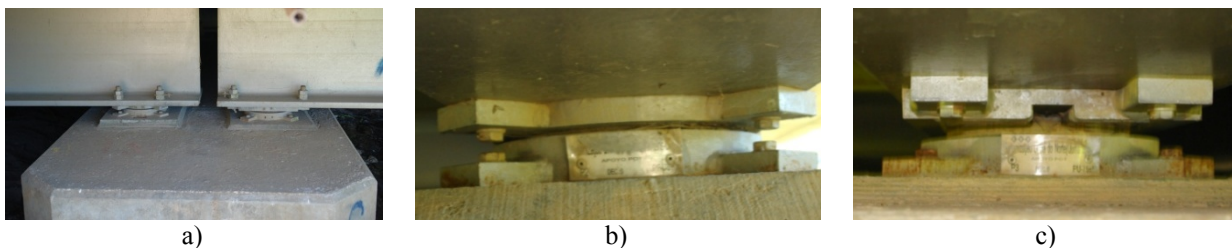


Figura 5.7 – Aparelhos de apoio da ponte de Antuã no pilar P3: a) aparelho de apoio fixo (esquerda) e guiado longitudinalmente (direita); b) aparelho de apoio fixo; c) aparelho de apoio guiado.

A via-férrea é constituída por uma camada de balastro, com uma espessura média de 0,45 m e uma largura de 8,64 m, que assenta sobre o tabuleiro e é delimitada por dois muros guarda-balastro com 0,15m de espessura e 0,68 m de altura. As travessas são em betão do tipo monobloco e encontram-se espaçadas entre si de 0,60 m. Sobre as travessas assentam as palmilhas e os carris metálicos em perfil do tipo UIC60. A via-férrea é em bitola ibérica onde a distância livre entre carris é igual a 1,668 m.



Figura 5.8 – Via-férrea: a) vista geral; b) carril, palmilhas e travessas.

5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

No presente estudo foi desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos tridimensional dos três primeiros tramos da ponte de Antuã, incluindo a modelação da via-férrea. O modelo numérico foi desenvolvido com recurso ao programa de cálculo automático ANSYS (2009). Na Figura 5.9 apresenta-se uma perspetiva do modelo numérico desenvolvido.

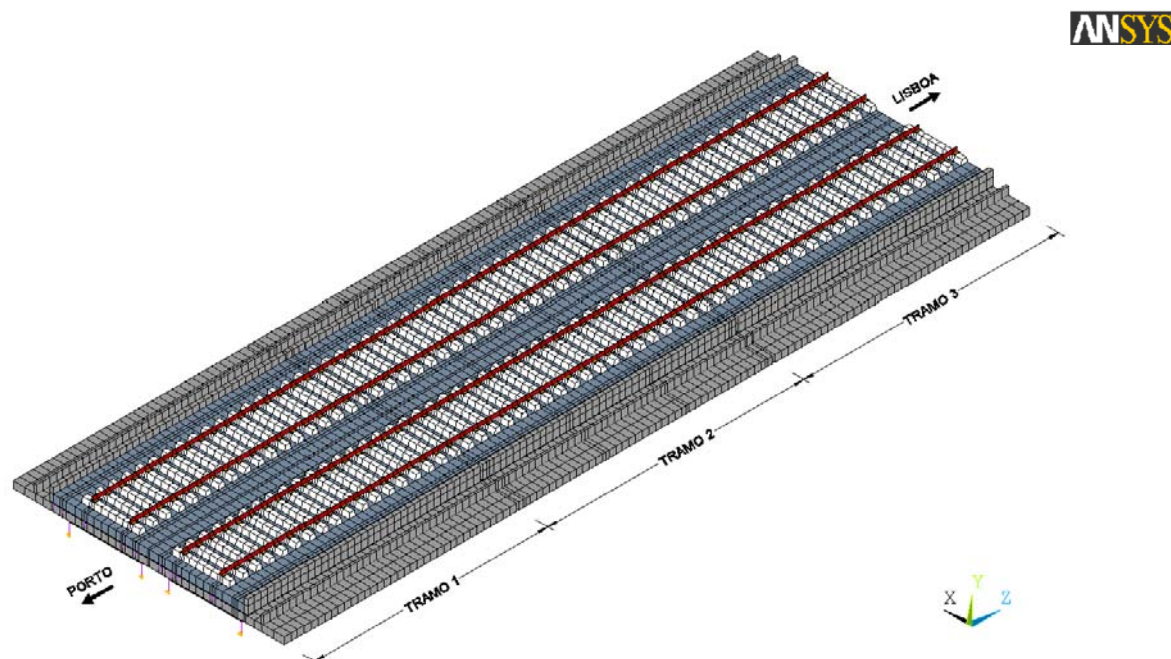


Figura 5.9 – Modelo numérico tridimensional de elementos finitos da ponte de Antuã.

Em virtude do presente estudo incidir apenas no tramo 2 da ponte e da necessidade de tempos computacionais competitivos no processo de calibração experimental (Capítulo 6) apenas foram modelados 3 tramos da ponte, reduzindo assim a dimensão do problema dinâmico. Note-se que apesar dos tabuleiros serem independentes do ponto de vista estrutural a continuidade da via faz com que os movimentos dos tramos vizinhos (tramos 1 e 3) tenham repercussões no tramo em estudo, o que justificou a modelação numérica de apenas 3 dos 4 tramos da ponte.

No modelo numérico foram reproduzidos todos os elementos estruturais da ponte, principais e secundários, dispostos de acordo com os dados do projeto. O espaçamento da malha de elementos finitos é igual a 0,30 m nas direções longitudinal (Z) e transversal (X). A densidade da malha de elementos finitos permitiu também obter tempos computacionais competitivos no processo de calibração experimental do modelo numérico descrito no Capítulo 6.

Na modelação numérica dos vários elementos foram consideradas as respetivas propriedades geométricas e mecânicas das secções e dos materiais previstos no projeto, e nas situações em que este foi omissa recorreu-se à regulamentação em vigor ou em bibliografia da área.

No sistema de eixos do modelo numérico o desenvolvimento longitudinal da ponte corresponde ao sentido positivo do eixo Z, e o desenvolvimento transversal corresponde ao eixo X como se observa na Figura 5.9. O ponto de coordenadas (0,0,0) está localizado sobre o eixo de simetria da ponte, ao nível da

face inferior da laje do tabuleiro. No Quadro 5.1 apresentam-se os principais alinhamentos da estrutura, de acordo com os dados do projeto da ponte:

Quadro 5.1 – Alinhamentos principais do modelo numérico da ponte de Antuã.

Alinhamentos transversais		Alinhamentos longitudinais	
Descrição	Posição (m)	Descrição	Posição (m)
Eixo da junta longitudinal	0,000	Extremidade do tabuleiro – Tramo 1	0,000
Extremidade do tabuleiro	0,050	Apoios unidirecionais – Carlinga IPE500	0,305
Longarina - HEB700	0,600	Carlinga IPE500	3,609
Limite da travessa	0,745	Carlinga IPE500	6,912
Limite da palmilha	1,080	Apoios Fixos – Carlinga IPE500	10,215
Carril	1,180	Extremidade do tabuleiro – Tramo 1	10,520
Limite da palmilha	1,280	Extremidade do tabuleiro – Tramo 2	10,620
IPE140	1,508	Apoios unidirecionais – Carlinga IPE500	10,925
Limite da palmilha	2,810	Carlinga IPE500	14,560
Carril	2,910	Carlinga IPE500	18,200
Limite da palmilha	3,010	Apoios Fixos – Carlinga IPE500	21,835
Limite da travessa	3,345	Extremidade do tabuleiro – Tramo 2	22,140
Longarina - HEB700	3,900	Extremidade do tabuleiro – Tramo 3	22,240
Limite do balastro	4,320	Apoios unidirecionais – Carlinga IPE500	22,545
Guarda balastro	4,410	Carlinga IPE500	26,180
IPE140	4,800	Carlinga IPE500	29,820
Murete	5,150	Apoios Fixos – Carlinga IPE500	33,455
Extremidade do tabuleiro	6,150	Extremidade do tabuleiro – Tramo 3	33,760

Os elementos finitos foram dispostos à cota dos centros de gravidade de cada um dos elementos estruturais, enquanto os aparelhos de apoio foram localizados à cota dos respetivos centros de rotação. Na Figura 5.10 apresenta-se a secção transversal do modelo numérico

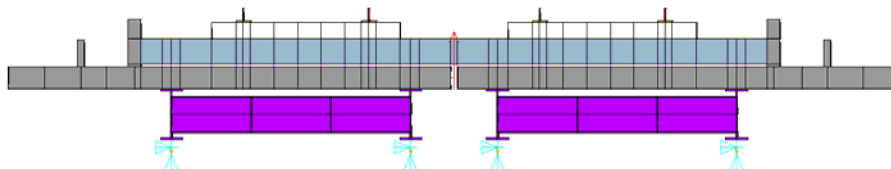


Figura 5.10 – Secção transversal do modelo numérico de elementos finitos da ponte de Antuã.

A laje pré-fabricada do tabuleiro e os muretes do guarda-balastro e da vala técnica foram modelados por intermédio de elementos finitos de casca, enquanto os perfis metálicos, nomeadamente as longarinas, as carlingas e os perfis embebidos na laje pré-fabricada do tabuleiro foram modelados através de elementos finitos de viga.

No que respeita à modelação da via-férrea, o balastro, as travessas e as palmilhas foram modeladas por intermédio de elementos finitos de volume, enquanto a modelação dos carris foi realizada com recurso a elementos finitos de viga.

Os aparelhos de apoio da ponte foram modelados por intermédio de elementos finitos do tipo mola com um comportamento linear.

O modelo numérico da ponte é constituído por 30364 elementos finitos e 20840 nós, a que correspondem a um total de 103038 graus de liberdade.

No Anexo I é apresentada uma breve descrição do funcionamento do ANSYS e são descritos com pormenor os elementos finitos usados na construção do modelo numérico da ponte bem como na modelação dos aparelhos de apoio.

No Quadro 5.2 apresenta-se a correspondência entre os elementos finitos utilizados no modelo numérico em ANSYS e os elementos estruturais da ponte, incluindo a via-férrea.

Quadro 5.2 – Correspondência entre os elementos finitos do modelo numérico e os elementos estruturais da ponte.

Designação do elemento finito (ANSYS, 12.0)	Elemento estrutural
SHELL63	Tabuleiro, guarda-balastro e murete da vala técnica.
BEAM44	Perfis metálicos e carris.
SOLID45	Balastro, travessas e palmilhas.
MPC184	Compatibilização de deslocamentos e rotações entre nós, opção <i>Rigid beam</i> : tabuleiro-balastro; tabuleiro-guarda balastro; tabuleiro-murete; tabuleiro-longarinas; longarinas-apoios.
COMBIN14	Aparelhos de apoio.
MASS21	Elementos não estruturais: revestimentos; guardas corpos; tampas pré-fabricadas e camada adicional de balastro.

As propriedades geométricas, mecânicas e algumas considerações gerais acerca de cada um dos elementos modelados serão detalhadas nas secções seguintes.

5.3.1. MODELAÇÃO DO TABULEIRO

A modelação do tabuleiro, em particular a laje do tabuleiro, dos muretes do guarda-balastro e da vala técnica foram modelados por intermédio de elementos finitos do tipo casca (SHELL63). No que respeita à geometria da laje do tabuleiro ao invés da atribuição de espessura variável foi considerada uma espessura média de 0,31 m, de modo ao valor da rigidez de uma laje equivalente de espessura constante ser igual à rigidez da laje estrutural existente de espessura variável.

Para os muretes da vala técnica foi considerada uma espessura de 0,10 m, enquanto para o murete do guarda-balastro considerou-se uma espessura de 0,18 m. As juntas longitudinais e transversais entre os tabuleiros da ponte foram tidas em conta no modelo, garantindo-se assim um comportamento estrutural independente entre os tabuleiros. Na Figura 5.11 apresenta-se a malha de elementos finitos gerada para a laje do tabuleiro e para os muretes.

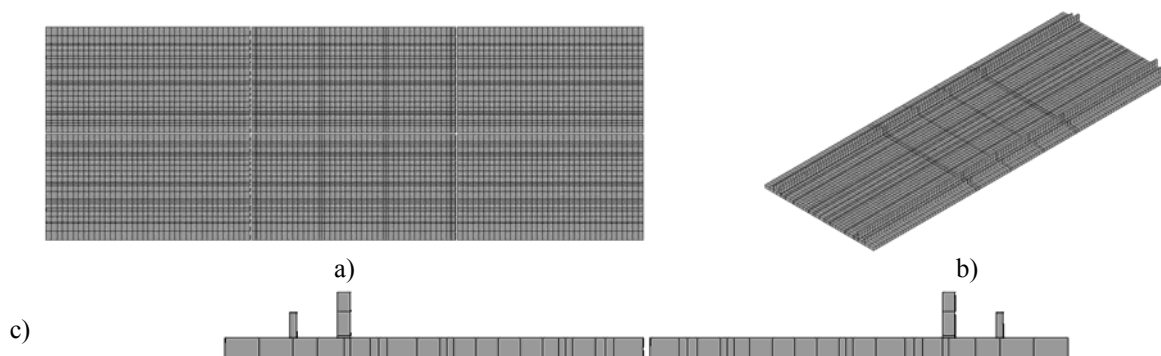


Figura 5.11 – Modelação do tabuleiro incluindo a malha de elementos finitos: a) vista superior; b) perspetiva; c) secção transversal.

Os valores característicos das propriedades dos materiais foram determinados com base no que é usualmente utilizado neste tipo de pontes ferroviárias, uma vez que os dados do projeto, relativo à fase do Estudo Prévio, eram omissos.

A laje do tabuleiro e os muretes como são elementos pré-fabricados admitiu-se serem constituídos por um betão da classe de resistência de C45/55. O módulo de elasticidade do betão foi estimado com base na metodologia indicada na norma EN1992-1-1 (2010), que relaciona a variação do módulo de elasticidade do betão com a idade através da seguinte expressão (EN1992-1-1, 2010):

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0.30} \cdot E_{cm,28d} \quad (5.1)$$

onde:

- t corresponde à idade do betão, expressa em dias;
- $E_{cm,28d}$ corresponde ao módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade;
- $\beta_{cc}(t)$ corresponde a um coeficiente que é função da idade do betão (EN 1992-1-1, 2010):

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.50} \right] \right\} \quad (5.2)$$

- s é um coeficiente que depende do tipo de cimento, que no caso de um cimento CEM 45.5R assume o valor de 0,20.

A variação do módulo de elasticidade, para um betão de classe C45/55, em função do tempo está representada na Figura 5.12, seguindo a abordagem anteriormente descrita:

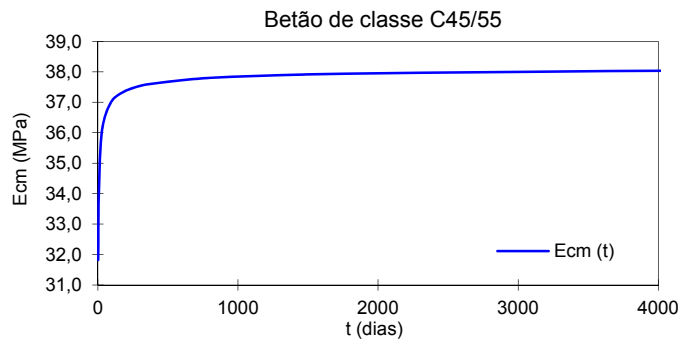


Figura 5.12 – Evolução do E_{cm} para um betão de classe C45/55 de acordo com a EN 1992-1-1 (2010).

De acordo com a EN 1992-1-1 (2010) o valor médio do módulo de elasticidade para um betão de classe C45/55 aos 28 dias de idade é 36 GPa, equivalendo a um módulo de elasticidade aos 10,5 anos (período de tempo que decorreu desde a construção da ponte), ou seja 3833 dias, de 38,03 GPa. Esta variação do módulo de elasticidade do betão representa um aumento de resistência de 5,34% relativamente ao seu valor característico aos 28 dias.

O valor do módulo de elasticidade da laje do tabuleiro foi determinado a partir das propriedades elásticas do material betão, corrigidas de modo a ter em conta a presença das armaduras ordinárias em aço. O valor do módulo de elasticidade do betão para uma secção homogeneizada em betão é dado pela expressão:

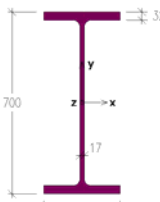
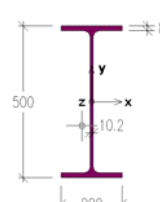
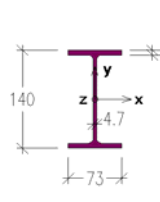
$$E_{cm}^{hom} = E_{cm}(1 - \rho_s) + E_{sm} \cdot \rho_s \quad (5.3)$$

Admitindo o valor de 1,5% para taxa de armaduras ordinárias e 210 GPa para o módulo de elasticidade do aço, da Expressão (5.3) resulta um módulo de elasticidade da secção em betão igual a 40,62 GPa.

O valor do coeficiente de Poisson do betão foi admitido igual a 0,20 de acordo com a norma EN 1992-1-1 (2010) para um betão não fendilhado, e a massa volúmica igual a 2548,4 kg/m³ (25 kN/m³).

Os perfis metálicos foram modelados por intermédio de elementos finitos do tipo viga tridimensional (BEAM44). As características geométricas consideradas para as várias secções dos perfis metálicos existentes na ponte são indicadas no Quadro 5.3, de acordo com ARBED (2011).

Quadro 5.3 - Características geométricas e mecânicas dos perfis metálicos.

Longarinas (HEB 700)	Carlingas (IPE 500)	Perfis de ligação entre painéis pré-fabricados (IPE 140)
 <p> $A = 306,4 \text{ cm}^2$ $I_x = 256900 \text{ cm}^4$ $I_y = 14440 \text{ cm}^4$ $h = 700 \text{ mm}$ $CG = 350 \text{ mm}$ </p>	 <p> $A = 115,5 \text{ cm}^2$ $I_x = 48200 \text{ cm}^4$ $I_y = 2142 \text{ cm}^4$ $h = 500 \text{ mm}$ $CG = 250 \text{ mm}$ </p>	 <p> $A = 16,43 \text{ cm}^2$ $I_{xx} = 541,2 \text{ cm}^4$ $I_{yy} = 44,92 \text{ cm}^4$ $h = 140 \text{ mm}$ $CG = 70 \text{ mm}$ </p>

Os perfis de ligação entre os painéis pré-fabricados da laje do tabuleiro do tipo IPE 140 foram modelados ao nível do seu centro de gravidade. No que respeita às longarinas (HEB 700) foram posicionadas com o seu centro de gravidade 0,505 abaixo do eixo médio dos elementos de casca que representam da laje do tabuleiro. As carlingas (IPE 500), que estão soldadas às longarinas, foram dispostas também 0,505 m abaixo do eixo médio da laje do tabuleiro encontrando-se ligadas ao centro de gravidade das longarinas. Na Figura 5.13 apresentam-se alguns detalhes da modelação das longarinas e das carlingas do tabuleiro.

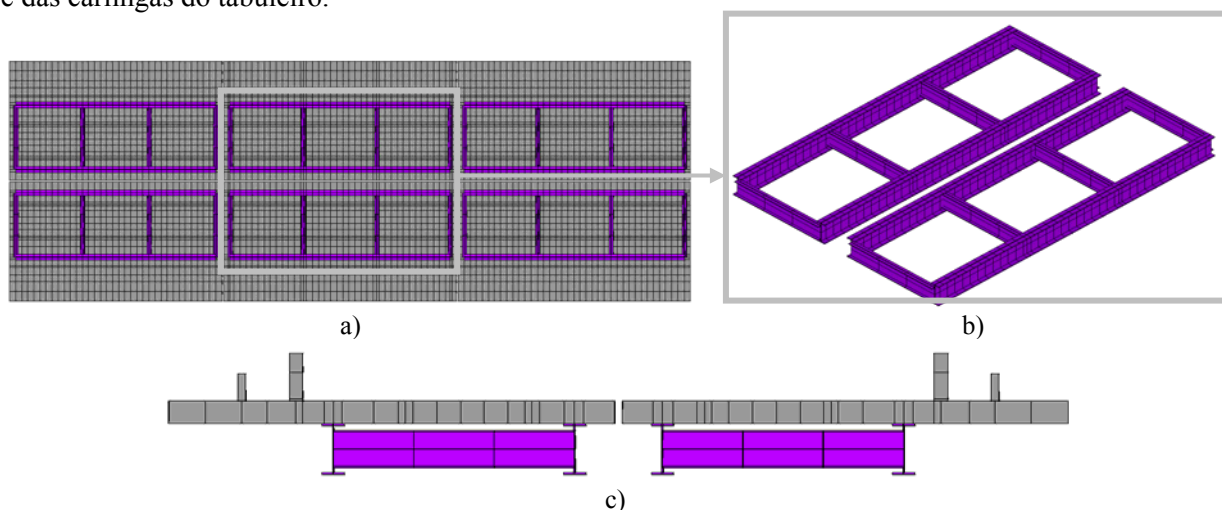


Figura 5.13 – Modelação do tabuleiro misto: a) vista inferior da ponte; b) vista geral do 2º tramo, longarinas e carlingas; c) secção transversal do tabuleiro misto.

Relativamente às propriedades dos materiais, o aço estrutural considerado para os perfis HEB 700 e IPE 500 é o Fe430, enquanto para os perfis IPE 140 é o Fe360. De acordo com a norma EN1991-1-1 (2009) o valor do coeficiente de Poisson do aço é de 0,30 e a massa volúmica assume o valor de 7850 kg/m³.

Os elementos não estruturais da ponte, tais como os revestimentos sobre o tabuleiro, os guardas-corpos e as tampas pré-fabricadas do caminho de cabos foram modelados através de massas pontuais (MASS21) e adicionadas ao nível da cota da laje do tabuleiro. No caso das massas dos revestimentos o seu valor foi determinado por área de influência e foram dispostas nos nós dos elementos finitos de casca, com um espaçamento constante de 0,30 m.

Na Figura 5.14 apresentam-se os valores considerados para as massas dos elementos não estruturais.

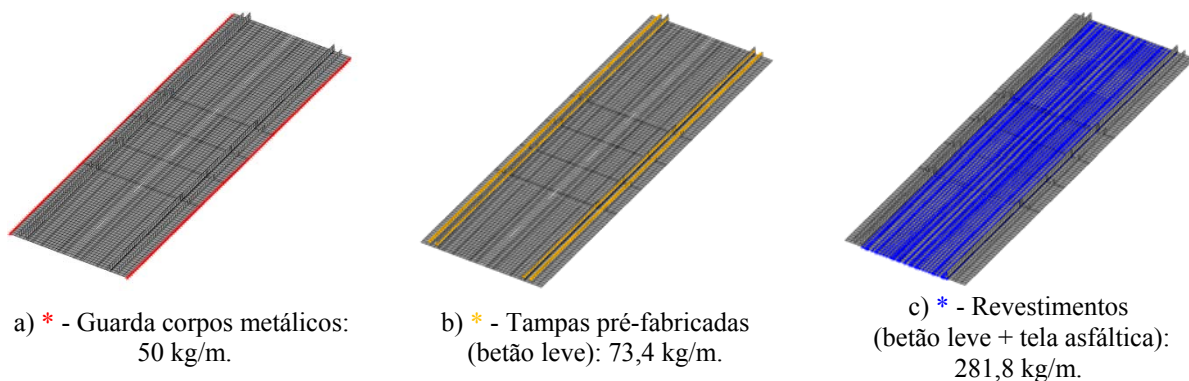


Figura 5.14 - Elementos não estruturais modelados através de massas pontuais.

5.3.2. MODELAÇÃO DA VIA-FÉRREA

A inclusão da via-férrea no modelo numérico da ponte é fundamental para a reprodução do efeito de compósito que ocorre entre o tabuleiro da ponte e a via, e que influencia de forma significativa o comportamento dinâmico da estrutura. Na secção 5.5.1 será discutida a influência do efeito de compósito tabuleiro-via nas frequências naturais da ponte. Na Figura 5.15b é apresentada uma perspectiva da modelação numérica da via-férrea dos tramos 1 e 2 da ponte de Antuã.

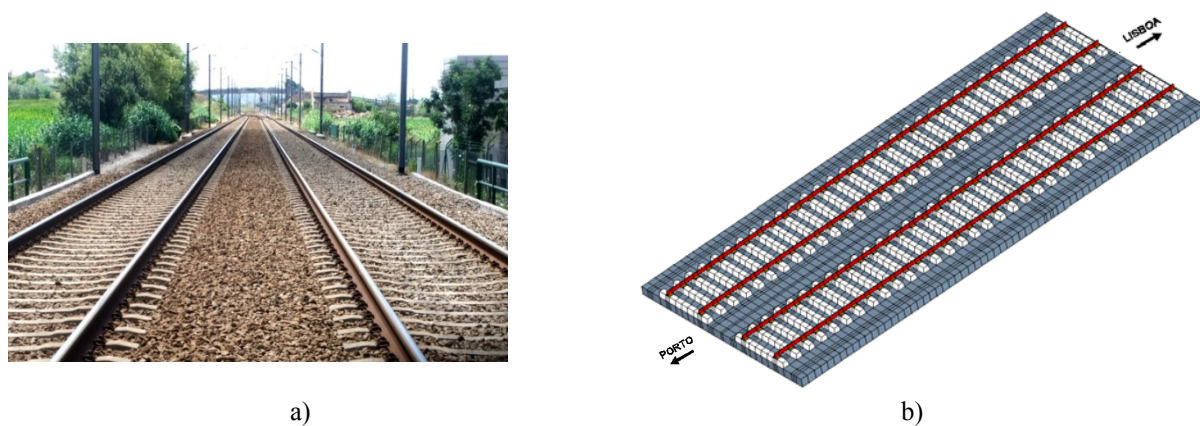


Figura 5.15 – Via-férrea: a) fotografia; b) modelação numérica nos tramos 1 e 2.

Importa referir que o modelo numérico da ponte não contempla o prolongamento da via adjacente ao tramo 1 para o lado do Encontro Norte (E2), uma vez que o presente estudo incide sobretudo no tramo 2 da ponte, em particular no meio tabuleiro da via ascendente (Sul-Norte). A modelação dos tramos adjacentes, dois na direção longitudinal (tramos 1 e 3) e o meio tabuleiro vizinho na direção transversal garantem uma adequada modelação das condições fronteira do meio tabuleiro do tramo 2, não condicionando os objetivos deste trabalho. Acresce que a não consideração do prolongamento da via

originou naturalmente tempos mais competitivos no processo de calibração do modelo numérico (Capítulo 6).

5.3.2.1. Balastro

A camada de balastro foi modelada por intermédio de elementos finitos de volume (SOLID45) com dimensões de cada elemento finito iguais a 0,30 m, no sentido longitudinal da via, e 0,20 m na direção transversal. Pontualmente nas situações onde existam imposições geométricas da ponte, tais como, os alinhamentos dos apoios ou das juntas transversais, as dimensões dos elementos finitos foram ajustadas. A altura da camada de balastro entre a face superior do tabuleiro e a face inferior das travessas foi de 0,35 m.

Um levantamento geométrico realizado *in situ* permitiu avaliar que a altura da camada do balastro apresenta um valor superior ao previsto nos elementos do projeto, sendo que a altura medida *in situ* correspondeu a 0,53 m. Por este motivo, no modelo numérico foi introduzida uma camada adicional de balastro modelada por intermédio de elementos de massa concentrada (MASS21) com valor determinado por área de influência e disposta nos nós dos elementos finitos de volume na base da camada de balastro. A colocação das massas adicionais na base da camada de balastro, em contacto com o tabuleiro, permitiu evitar a existência de modos de vibração locais do balastro com frequências baixas, que dificultavam o processo de calibração automática do modelo numérico da ponte.

O módulo de elasticidade do balastro e o coeficiente de Poisson foram iguais a 145 MPa e 0,20, respetivamente, de acordo com UIC719R (2008), para a sua massa volúmica foi admitido o valor de 1800 kg/m³ (UIC G776, 2007).

Em pontes constituídas por meios tabuleiros independentes unidos superiormente pela camada de balastro, existe tipicamente uma importante interação entre os tabuleiros devido ao efeito de continuidade da via. Esta continuidade pode sofrer uma degradação devido à perda de rigidez com o tempo, da camada de balastro, na ligação entre meios tabuleiros sobretudo devido às cargas cíclicas dos comboios em circulação.

Neste sentido, foram consideradas três novas zonas, nesta fase com as mesmas características do balastro, para atender aos possíveis efeitos de degradação desta camada. Refira-se, no entanto, que a consideração da degradação das propriedades do balastro apenas terá reflexo no processo de calibração do modelo numérico, conforme se verá mais adiante.

As três zonas de possível degradação do balastro consideradas são as seguintes: i) zona 1 - balastro da zona da junta longitudinal entre os meios tabuleiros (parte central); ii) zona 2 - balastro da zona da junta longitudinal entre meios tabuleiros (partes exteriores), de maneira a reproduzir o efeito da degradação gradual de rigidez e garantindo níveis de distorção dos elementos compatíveis com o comportamento linear dos materiais; iii) zona 3 - balastro na zona da junta transversal entre os tramos.

Refira-se ainda que nos trabalhos pesquisados, em particular Rigueiro (2007), nas zonas transversais entre tramos é comum existir a degradação do balastro, no entanto não muito significativa.

Na Figura 5.16 são identificadas as zonas do modelo numérico onde se localizam as eventuais áreas de degradação da camada do balastro.

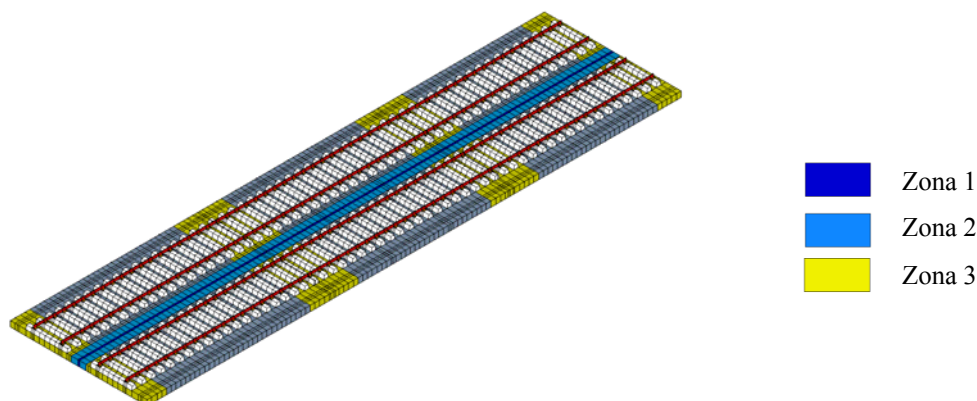


Figura 5.16 – Identificação das zonas de eventual degradação do balastro.

5.3.2.2. Travessas

As travessas são do tipo monobloco em betão pré-esforçado e foram modeladas por intermédio de elementos finitos de volume (SOLID45). Na modelação numérica procurou-se reproduzir a geometria real das travessas admitindo-se para o efeito uma forma trapezoidal, com a base maior de dimensão 0,30 m e base menor com 0,20 m (Figura 5.17). O comprimento adotado foi de 2,60 m e altura total igual a 0,23 m, com um espaçamento regular de 0,60 m.

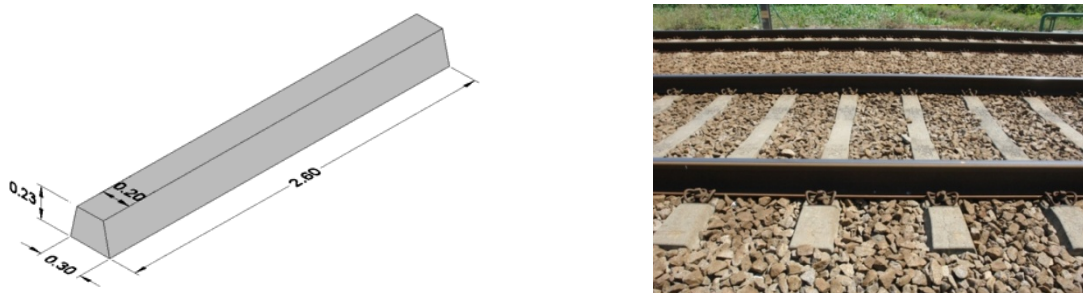


Figura 5.17 – Modelação da geometria das travessas.

De acordo com IAPF (2003) as travessas monobloco de betão pesam 300 kg por unidade, pelo que a massa volúmica destes elementos foi corrigida de modo a atender às diferenças em relação à geometria real e também à presença das armaduras, resultando um valor igual a 2150 kg/m³. O módulo de elasticidade do betão foi admitido igual a 33 GPa, correspondendo a uma classe de resistência C30/37 de acordo com EN1992-1-1 (2010) e um coeficiente de poisson igual a 0,20.

5.3.2.3. Palmilhas

As palmilhas foram modeladas por intermédio de elementos finitos de volume (SOLID45) com uma geometria quadrangular, com a dimensão de 0,20 m de lado e 0,02 m de altura.

Note-se que a rigidez das palmilhas tem um especial interesse no controlo da rigidez vertical da via, de forma a limitar as forças de interação dinâmicas entre as rodas do veículo e o carril (Neves, 2010). Segundo Teixeira (2003) o valor da rigidez vertical das palmilhas em linhas de alta velocidade é igual a 500 kN/mm. No que respeita às propriedades do material constituinte das palmilhas, o seu módulo de elasticidade longitudinal (E) foi determinado através da seguinte expressão:

$$E = \frac{K \cdot H}{A} \quad (5.4)$$

O A corresponde à área do elemento em planta, H à altura e K corresponde à rigidez vertical da palmilha. Substituindo pelos valores descritos anteriormente o módulo de elasticidade longitudinal para as palmilhas resulta em 250 MPa.

Refira-se que o material utilizado na modelação das palmilhas possui características ortotrópicas, tendo sido considerados módulos de elasticidade nas outras direções de cerca de 100 vezes superiores ao seu valor para a direção longitudinal. Deste modo não ocorre o chamado efeito de "faca" nos elementos finitos das palmilhas, que surge quando o elemento finito de viga do carril apoia no elemento finito sólido da palminha de forma pontual e concentrada. Na realidade este efeito não acontece já que a base do carril apoia totalmente na palmilha. Foi considerado também um módulo de distorção elevado de forma a evitar o aparecimento de modos de vibração locais associados à distorção das palmilhas.

Na Figura 5.18 apresenta-se uma vista parcial da via-férrea do modelo que inclui o balastro (cor azul), as travessas (cor branca) e as palmilhas (cor laranja).

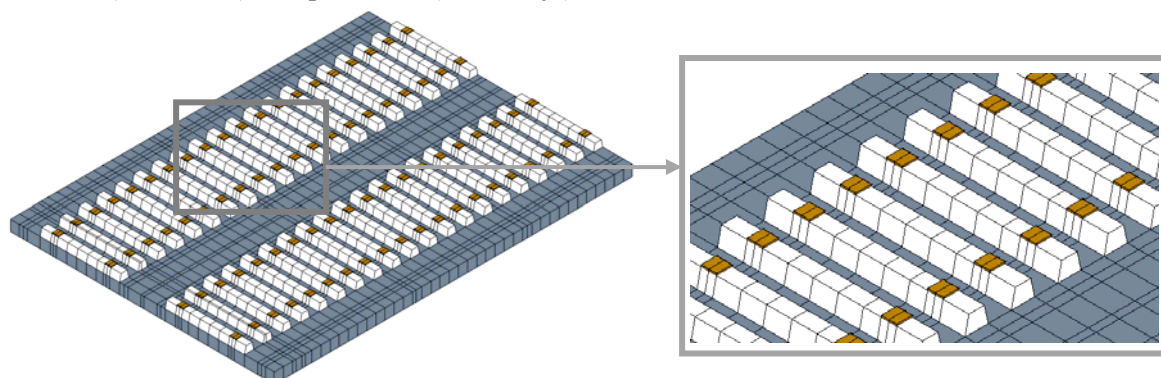
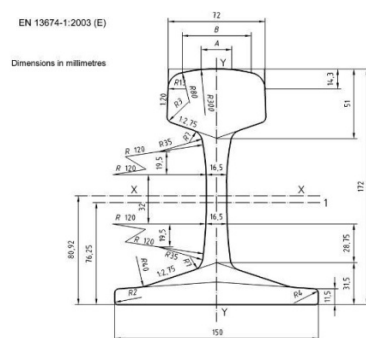


Figura 5.18 – Modelação da via-férrea: balastro, travessas e palmilhas.

5.3.2.4. Carris

Os carris sobre a ponte de Antuã são do tipo UIC60 e foram modelados através de elementos finitos do tipo viga tridimensional (BEAM44), com um comprimento igual a 0,20 m na zona sobre as palmilhas e com 0,40 m entre as faces das travessas. Os carris foram posicionados ao nível do seu centro de gravidade de forma a reproduzir corretamente o comportamento à flexão do carril, para tal introduziu-se uma excentricidade ao elemento finito de 82,92 mm, na dimensão vertical, a partir da respetiva base. As propriedades mecânicas do carril UIC60 são apresentadas na Figura 5.19.



$$A = 76,70 \text{ cm}^2$$

$$M = 60,34 \text{ kg}$$

$$I_x = 3038,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 512,3 \text{ cm}^4$$

Figura 5.19 – Propriedades do carril tipo UIC60 (adaptado de EN 13674-1 (2011)).

No que respeita às propriedades do material considerado para a modelação dos carris são idênticas às consideradas na secção 5.3.1 para o aço estrutural dos perfis metálicos do tabuleiro.

De forma a mobilizar a rigidez à torção do carril foram introduzidas no modelo numérico barras de elevada rigidez posicionadas na direcção perpendicular ao eixo do carril (a verde na Figura 5.20), estabelecendo a ligação entre o carril (a vermelho na Figura 5.20) e as extremidades das palmilhas (a laranja na Figura 5.20). Acresce que as barras rígidas foram modeladas com massa nula e módulo de elasticidade longitudinal cerca de 10 vezes superior ao do carril.

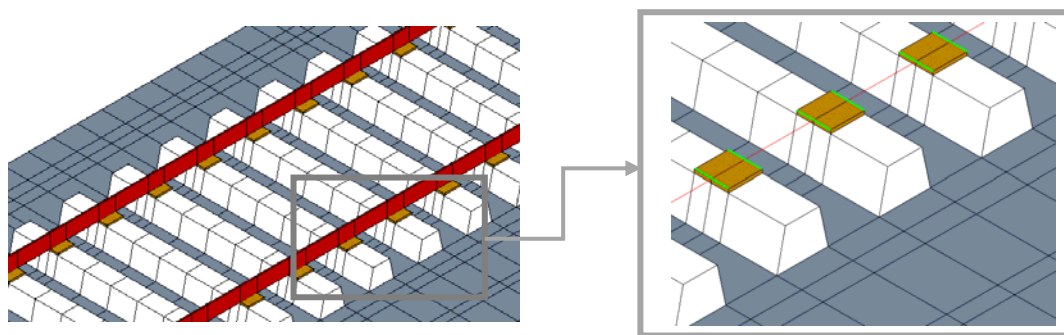


Figura 5.20 – Pormenor dos carris e da sua ligação às palmilhas.

5.3.3. LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS

A ligação entre os diversos elementos da ponte, nomeadamente, a laje do tabuleiro e o balastro (i), a laje do tabuleiro e o murete guarda-balastro (ii), a laje do tabuleiro e o murete da vala técnica (iii), a laje do tabuleiro e as longarinas (iv) e as longarinas e os apoios (v) foi realizada por intermédio de elementos finitos do tipo viga rígida (MPC184). Estes elementos permitiram estabelecer uma ligação rígida que compatibilizou os nós dos elementos do modelo tanto ao nível de translações como de rotações, evitando assim a sobreposição de massas e reproduzindo de forma adequada a inércia da estrutura.

Na Figura 5.21 apresentam-se esquematicamente as diferentes ligações rígidas entre os elementos do tabuleiro, da via e dos apoios.

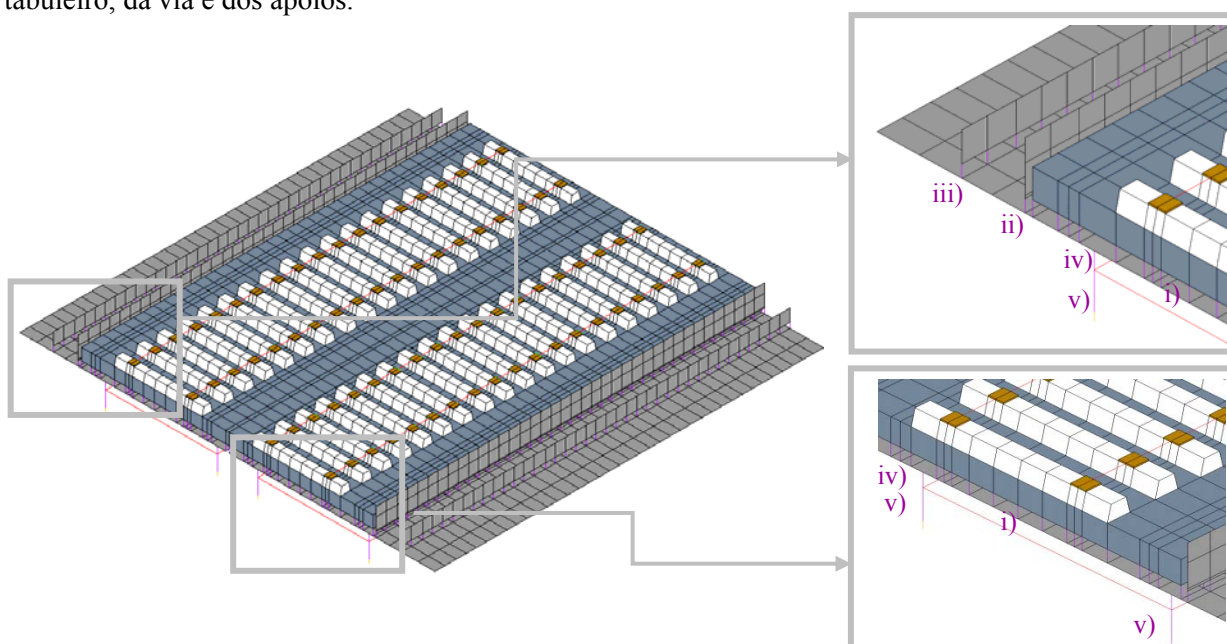


Figura 5.21 – Modelação da ligação entre elementos por intermédio de elementos finitos de viga rígida (MPC184).

5.3.4. APARELHOS DE APOIO

Cada meio tabuleiro da ponte de Antuã assenta nos encontros e pilares por intermédio de aparelhos de apoio do tipo “*pot bearing*” fixos e guiados, da marca VSL modelos CTT PF75±0 e CTT PU75±50, respetivamente.

Os aparelhos de apoio do tipo “*pot bearing*” fixos consistem no confinamento de um disco circular de neoprene no interior de dois pratos metálicos: um inferior em forma de pote e outro superior em forma de pistão. A folga existente entre as paredes do pote inferior e o pistão é preenchida por um dispositivo de selagem que impede a saída do elastómetro quando solicitado a esforços de compressão. O disco de neoprene nestas circunstâncias comporta-se como um líquido incompressível permitindo a rotação em todos os sentidos.

Os aparelhos de apoio unidirecionais são idênticos aos apoios fixos, exceto na existência de um prato intermédio com uma guia central de deslizamento, que restringe os deslocamentos a uma única direção. A superfície de contacto entre o prato intermediário e o prato superior é preenchida por uma lâmina de teflon, PTFE, que permite a lubrificação desta interface.

Atendendo que o da ponte é omissa relativamente às características dos aparelhos de apoio e com o objetivo de avaliar a sua rigidez vertical foram desenvolvidos dois modelos numéricos de elementos finitos dos aparelhos de apoio, com base em alguns elementos fornecidos pelo departamento técnico da VSL relativos a casos idênticos ao da ponte de Antuã.

No Quadro 5.4 apresentam-se as propriedades dos materiais utilizados na modelação dos aparelhos de apoio da ponte.

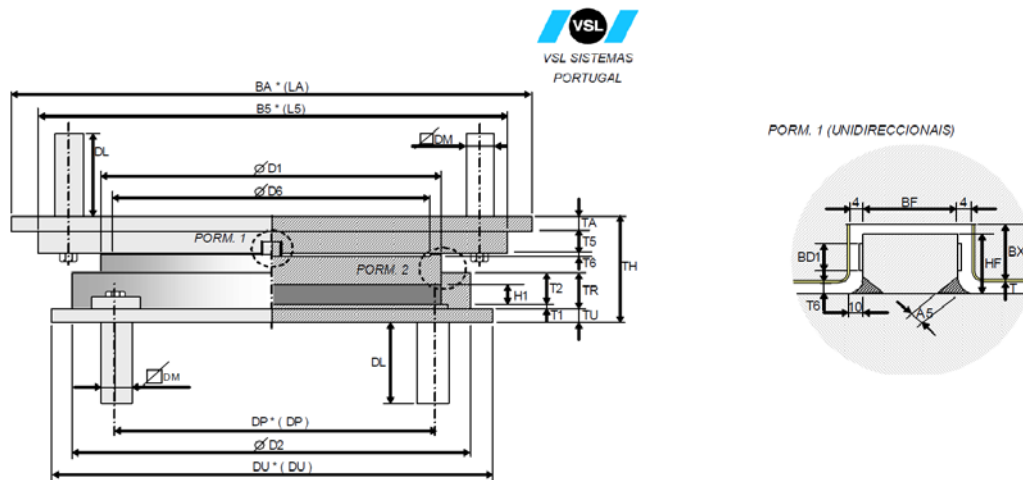
Quadro 5.4 – Propriedades dos materiais utilizados na modelação dos aparelhos de apoio.

Parâmetro	Designação	Valor	Unidade	Referências
$E_{aço}$	Módulo de elasticidade do aço	210	GPa	(EN1991-1-1,2009)
$\nu_{aço}$	Coefficiente de poisson do aço	0.30	----	(EN1991-1-1,2009)
$\rho_{aço}$	Massa volúmica do aço	7850	Kg/m ³	(EN1991-1-1,2009)
$E_{neoprene}$	Módulo de elasticidade do neoprene	50	MPa	(Toolbox, 2013)
$\nu_{neoprene}$	Coefficiente de poisson da borracha	0.48	----	(Ribeiro, 2012)
E_{teflon}	Módulo de elasticidade do teflon	650	MPa	(Ribeiro, 2012)
ν_{teflon}	Coefficiente de poisson do teflon	0.46	----	(Ribeiro, 2012)
$\mu_{aço-neoprene}$	Coefficiente de atrito aço-neoprene	0.10	----	(Toolbox, 2013)
$\mu_{aço-teflon}$	Coefficiente de atrito aço-teflon	0.07	----	(Fluorseals, 2006)

No Quadro 5.5 apresentam-se os elementos geométricos fornecidos pelo departamento técnico da VSL:

Quadro 5.5 – Geometria dos aparelhos de apoios da ponte de Antuã (VSL, departamento técnico).

Esquema dos aparelhos de apoio



Geometria dos aparelhos de apoio (mm)

Aparelho de apoio fixo - CTT PF75±0

D1	170	D6	0	T5	27
D2	230	T6	0	L	0
T1	12	BF	0	B	0
T2	30	HF	0	T	0
TR	42	BDU	0	H1	16
H2	9	A5	0	DM	30
T3	26	L5	230	N	4
H4	10	B5	230	TH	81

Aparelho de apoio unidirecional - CTT PU75±50

D1	195	D6	175	T5	27
D2	255	T6	5	L	555
T1	12	BF	30	B	195
T2	29	HF	18	T	1.5
TR	41	BDU	8	H1	16
H2	8	A5	7	DM	30
T3	21	L5	565	N	4
H4	10	B5	290	TH	82.5

Os aparelhos de apoio foram modelados através de elementos finitos planos de deformação linear, (PLANE42) em condições de axissimetria, e a dimensão da malha de elementos finitos igual a 2 mm.

As interfaces aço-neoprene e aço-teflon, no caso dos apoios guiados, foram modeladas através de elementos finitos de atrito (CONTACT12), onde a relação entre a resistência admitida e o carregamento normal à superfície segue uma lei de Coulomb.

Na Figura 5.22 e Figura 5.23 apresentam-se os modelos numéricos axissimétricos desenvolvidos para os aparelhos de apoio.

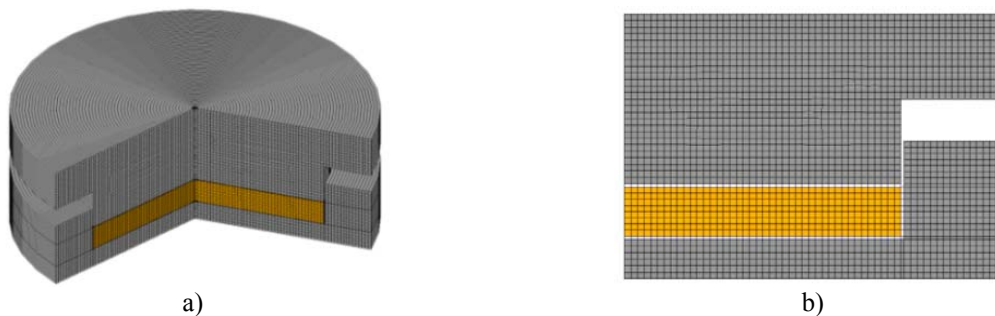


Figura 5.22 – Modelo numérico axissimétrico para o apoio fixo, VSL-CTT PF75±0: a) perspetiva; b) secção transversal.

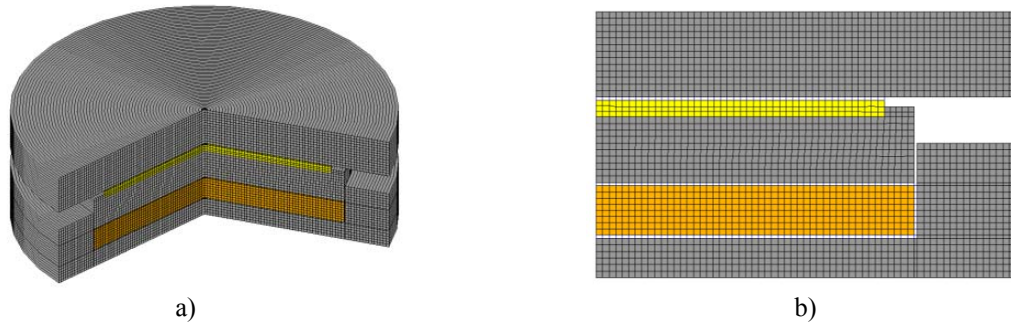


Figura 5.23 – Modelo numérico axissimétrico para o apoio guiado, VSL-CTT PU75±50: a) perspectiva; b) secção transversal.

A partir da relação entre a carga vertical unitária aplicada no prato metálico superior e o deslocamento médio do prato foi determinado o valor médio da rigidez vertical dos apoios, que no caso dos aparelhos de apoio fixos é igual a 655,3 MN/m e no caso dos aparelhos de apoio guiados é igual a 788,7 MN/m.

A validação da rigidez vertical dos aparelhos de apoio foi realizada através de um método analítico que se descreve seguidamente.

O efeito de confinamento do disco de neoprene num aparelho de apoio do tipo “*pot bearing*” pode ser traduzido através de uma formulação de estado plano de deformação triaxial. Nestas circunstâncias o neoprene está a ser solicitado por um carregamento normal à sua superfície e o seu confinamento nas outras direções confere-lhe um acréscimo de rigidez. O módulo de elasticidade equivalente devido ao confinamento do disco de neoprene pode ser dado pela seguinte expressão (Almeida, 2008):

$$E_{neoprene, conf} = E_{neoprene} \frac{1}{\left(1 - \frac{2 \times \nu_{neoprene}}{1 - \nu_{neoprene}}\right)^2} = 50 \times \frac{1}{\left(1 - \frac{2 \times 0,48}{1 - 0,48}\right)} = 439 \text{ MPa} \quad (5.5)$$

O confinamento do disco de neoprene conduz a um aumento do seu módulo de elasticidade de cerca de 10 vezes comparativamente ao módulo de elasticidade do neoprene não confinado. De forma análoga para o caso do aço ($E_{aço} = 210 \text{ GPa}$ e $\nu = 0,30$) resulta um módulo de elasticidade equivalente de 283 GPa.

Com a consideração do efeito do confinamento, a rigidez vertical do aparelho de apoio pode então ser determinada por um sistema de molas em série representando a rigidez vertical do neoprene, do teflon e do aço (prato superior e pistão). Seguidamente apresenta-se detalhadamente o cálculo da rigidez vertical do aparelho de apoio guiado:

$$K_{prato superior} = \frac{E_{aço} \times A_{prato superior}}{L} = \frac{210 \times 10^6 \times \pi \times 0,255^2}{0,012} = 3574,9 \text{ MN / m} \quad (5.6)$$

$$K_{teflon} = \frac{E_{teflon} \times A_{teflon}}{L} = \frac{650 \times 10^6 \times \pi \times 0,175^2}{0,005} = 12507,5 \text{ MN / m} \quad (5.7)$$

$$K_{pistão} = \frac{E_{aço, conf} \times A_{pistão}}{L} = \frac{283 \times 10^6 \times \pi \times 0,173^2}{0,021} = 1267,1 \text{ MN / m} \quad (5.8)$$

$$K_{neoprene} = \frac{E_{neoprene, conf} \times A_{neoprene}}{L} = \frac{439 \times 10^6 \times \pi \times 0,173^2}{0,016} = 2579,8 MN / m \quad (5.9)$$

$$K_{equivalent e} = \frac{1}{\frac{1}{K_{prato superior}} + \frac{1}{K_{teflon}} + \frac{1}{K_{pistão}} + \frac{1}{K_{neoprene}}} = 651 MN / m \quad (5.10)$$

A diferença entre a rigidez vertical obtida por via analítica (651MN/m) e a rigidez vertical obtida através do modelo numérico (655,3MN/m) é da ordem dos 0,66%, pelo que se atesta a eficiência do modelo numérico do aparelho de apoio.

Os valores das rigidezes dos aparelhos de apoio determinados a partir dos modelos numéricos axissimétricos foram introduzidos no modelo numérico global da ponte por intermédio de elementos finitos do tipo mola (COMBIN14), reproduzindo assim os apoios elásticos da ponte conforme ilustra a Figura 5.24.

Refira-se ainda que no modelo numérico todos os apoios foram travados na direção transversal da ponte, e no caso dos apoios guiados foi introduzida uma mola na direção longitudinal da ponte, nesta fase com rigidez nula com a intenção de introduzir este parâmetro no processo de calibração do modelo numérico descrito no Capítulo 6.

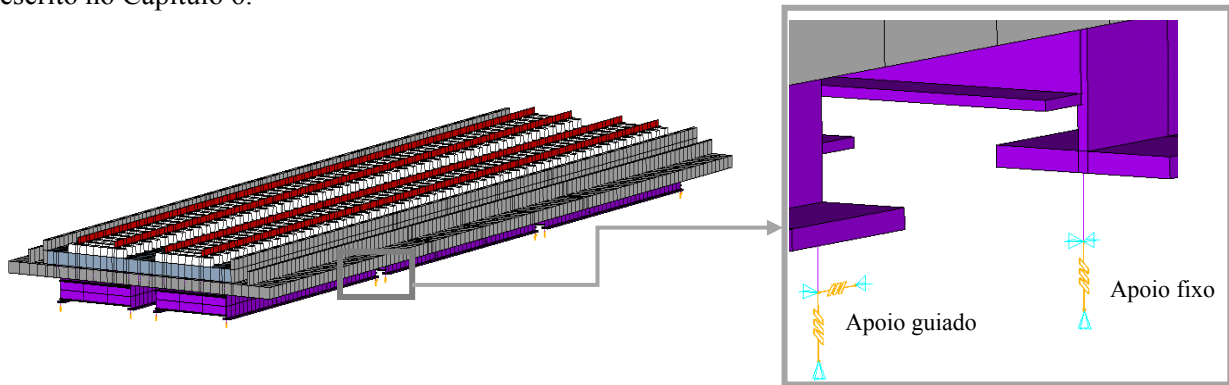


Figura 5.24 – Modelação dos aparelhos de apoio por intermédio de molas.

5.3.5. VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação do modelo numérico envolveu a comparação dos valores das reações verticais nos apoios, para a atuação do peso próprio da estrutura, determinados a partir do programa ANSYS e os valores baseados num cálculo manual.

Os valores dos pesos próprios dos elementos estruturais que constituem a ponte, designadamente o tabuleiro misto, a via-férrea e os elementos não estruturais são apresentados no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Estimativa das reações verticais nos apoios através de um cálculo manual, para os 3 tramos da ponte de Antuã.

Elemento	Total (kN)
Tabuleiro Misto	
Laje do tabuleiro	3173,14
Perfis IPE140	38,75
Muretes	61,43
Guarda balastro	98,24
Perfis HEB700	299,47
Perfis IPE500	70,45
Via-férrea	
Balastro (0.35m)	1802,71
Camada adicional de balastro (0.18m)	649,44
Travessas	329,62
Carris	79,77
Elementos não estruturais	
Guarda corpos	33,12
Tampas pré-fabricadas	48,62
Revestimentos	186,68

Total 6871,42 kN

A partir do modelo numérico da ponte foi realizada uma análise estática considerando a ação do peso próprio da estrutura tendo sido obtido o valor 6965,25 kN. A diferença entre o somatório das reações verticais obtidas pelo modelo numérico e através do cálculo manual é de 1,35%, concluindo-se que o modelo numérico está devidamente validado.

Na Figura 5.25 apresenta-se a deformada da estrutura obtida sob ação do peso próprio.

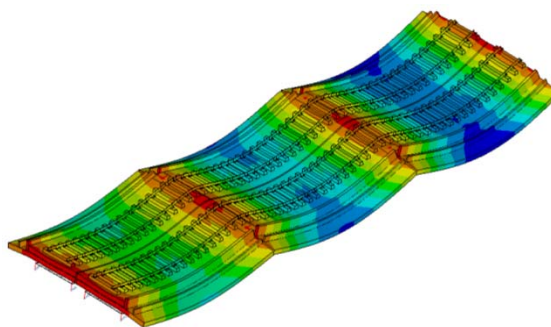


Figura 5.25 – Deformada da ponte obtida sob ação do peso próprio.

5.4. PARÂMETROS MODAIS

No Quadro 5.7 apresenta-se os resultados da análise modal do modelo numérico, no que respeita às frequências naturais de vibração, à natureza e descrição dos modos de vibração e os respetivos tramos mobilizados para os vinte primeiros modos identificados.

Quadro 5.7 – Parâmetros modais obtidos por via numérica

Modo	Frequência (Hz)	Natureza	Descrição	Tramos
1	9,26	Global	1º modo de flexão vertical	3
2	10,17		1º modo de torção	3
3	10,24		1º modo de flexão vertical	2-3
4	10,80		1º modo de torção	2
5	11,65		1º modo de flexão vertical	1
6	12,03		1º modo de torção	1
7	14,05		2º modo de torção	3
8	14,22		2º modo de torção	2
9	15,74		2º modo de torção	1
10	19,45		1º modo de flexão vertical	1-2-3
11	20,55		1º modo de torção	1-2-3
12	21,89		1º modo de torção	1-2-3
13	23,03		2º modo de flexão vertical	1-2-3
14	23,42		2º modo de flexão vertical	1-2-3
15	24,46		2º modo de flexão vertical	1-2
16	24,47		2º modo de flexão vertical	1-2
17	24,79		1º modo de flexão-torção	1-2-3
18	25,34		2º modo de flexão vertical	2-3
19	25,75		2º modo de flexão vertical	1-2-3
20	25,96		2º modo de flexão vertical	1

Constata-se a partir do Quadro 5.7 que os primeiros vinte modos de vibração identificados são de natureza global e predominantemente de dois tipos, flexão vertical e torção. As frequências de vibração apresentam valores elevados visto que a ponte mista é de pequeno vão, detentora de uma rigidez elevada e com uma massa reduzida.

É importante relevar que as condições fronteiras dos tramos 1 e 3 não estão devidamente modeladas, em virtude do modelo não envolver a continuidade com o aterro adjacente e com o tramo 4, como tal os parâmetros modais respeitantes a estes tramos não estão devidamente reproduzidos.

Na Figura 5.26 apresentam-se as configurações modais e respectivas frequências de vibração obtidas a partir da análise modal. A escala de cores representada é função das amplitudes modais na direção vertical.

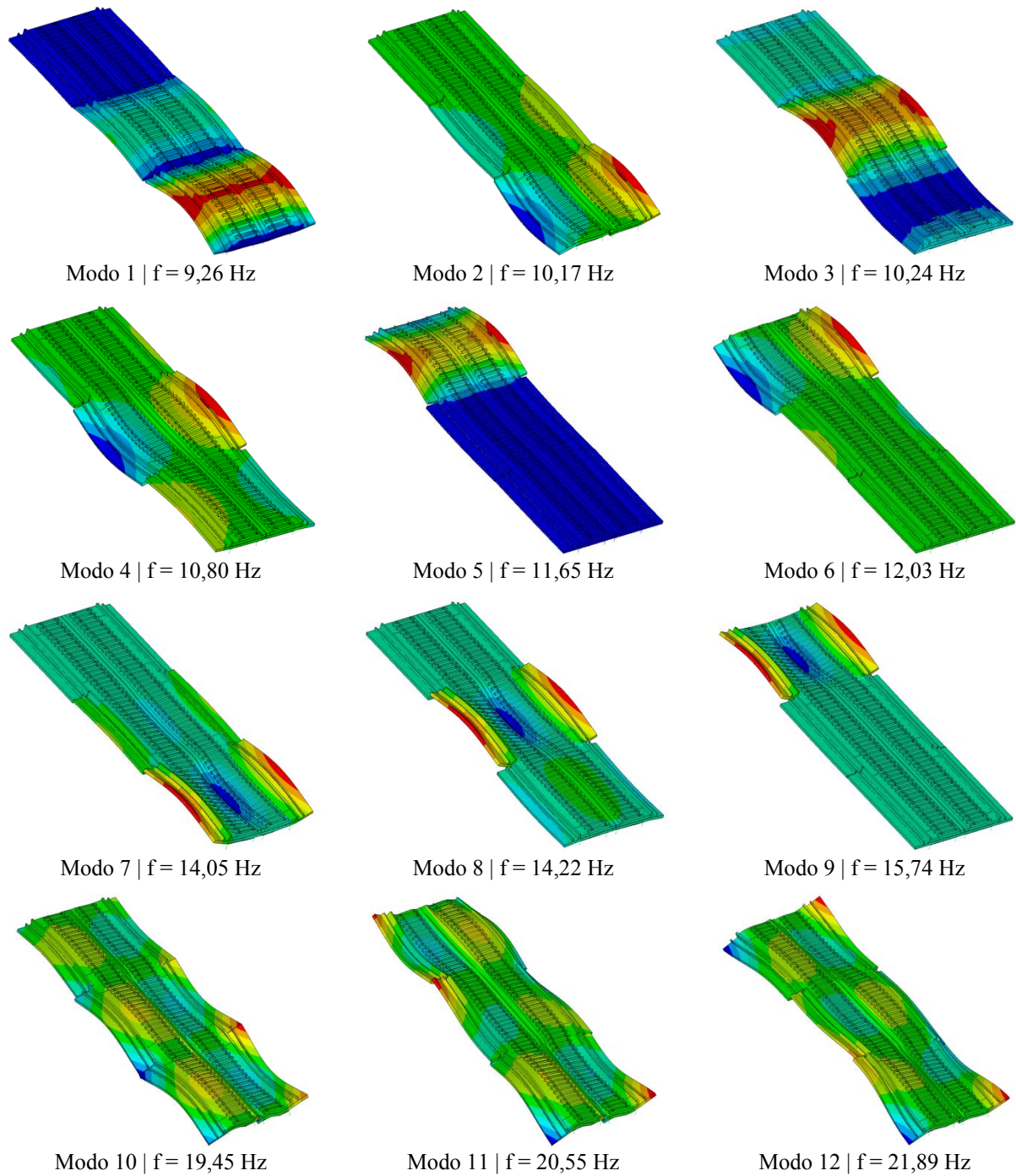


Figura 5.26 – Modos de vibração globais obtidos por via numérica.

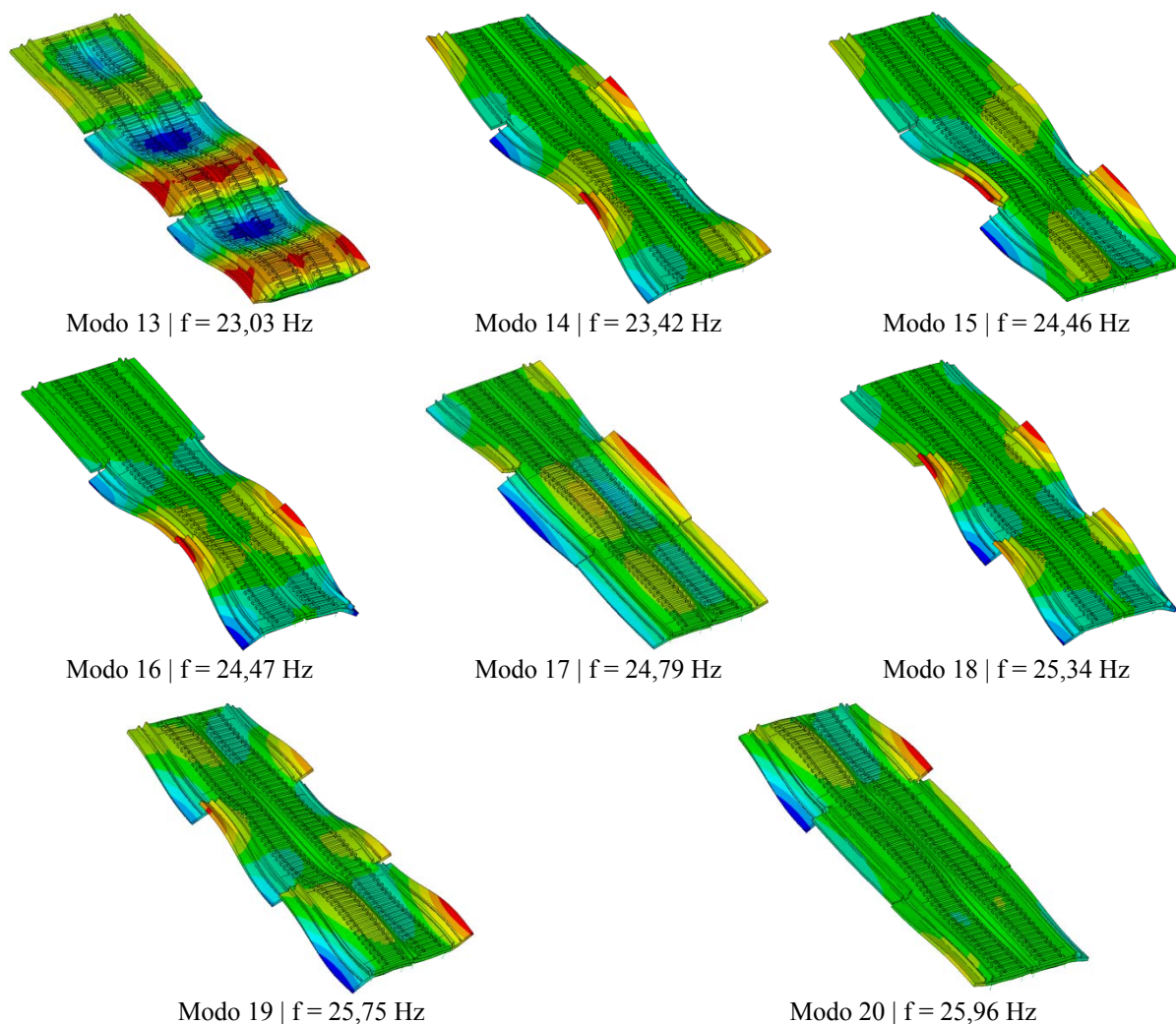


Figura 5.26 (continuação) – Modos de vibração globais obtidos por via numérica.

Os primeiros vinte modos identificados são essencialmente de carácter global, no entanto também se constata a presença de alguns modos associados a cada meio tabuleiro da ponte, que geralmente envolvem os movimentos locais das consolas. Os modos globais referentes ao tramo 2 da ponte correspondem aos modos 3, 4 e 8, no caso o 1º modo de flexão vertical e o 1º e 2º modo de torção, respetivamente.

É também observado a influência do efeito de continuidade da via-férrea, sobretudo pelo facto dos movimentos de um tramo específico mobilizarem movimentos nos tramos adjacentes.

5.5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PRELIMINAR

Nesta secção é avaliada a influência da inclusão da via-férrea e da forma da modelação do balastro nos valores das frequências naturais de vibração do modelo numérico da ponte de Antuã.

5.5.1. INFLUÊNCIA DA INCLUSÃO DA VIA-FÉRREA

De acordo com Ribeiro (2012) o efeito compósito tabuleiro-via surge em virtude da existência da camada de balastro entre o tabuleiro e as travessas que possibilita a transmissão parcial de tensões de corte entre os dois elementos.

De forma a avaliar a influência da inclusão da via-férrea no modelo numérico da ponte, foi realizado um novo modelo com as características do modelo inicial com a exceção da via-férrea que foi modelada através de massas pontuais (MASS21). Os seus valores foram determinados por áreas de influência e dispostas nos nós dos alinhamentos longitudinais da malha de elementos finitos, com um espaçamento constante de 0,30 m. Na Figura 5.27 apresentam-se os modos de vibração específicos do tramo 2 do modelo sem a consideração da via-férrea.

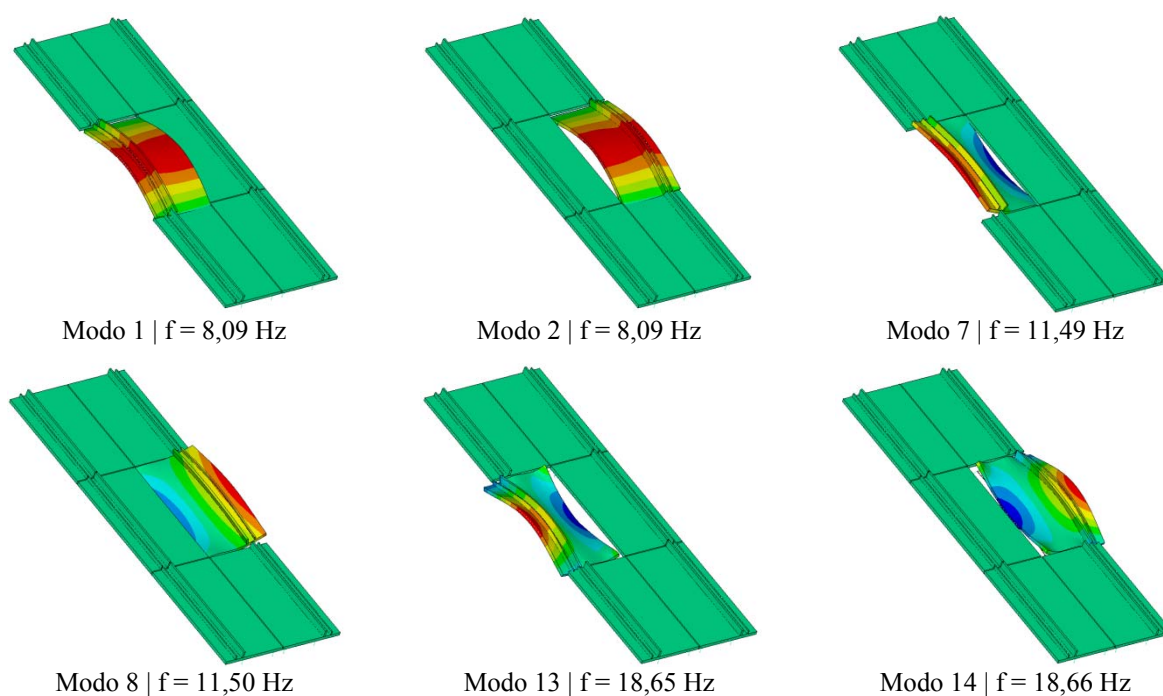


Figura 5.27 – Modos de vibração globais do tramo 2 obtidos através de modelo numérico sem via.

Observa-se na Figura 5.27 que a exclusão da via-férrea no modelo numérico traduz-se num comportamento estrutural independente de cada um dos meios tabuleiros. Deste modo o efeito de continuidade conferido pela via deixa de existir e cada um dos meios tabuleiros funciona de uma forma isolada.

No Quadro 5.8 apresenta-se a comparação entre os valores das frequências naturais obtidas nos modelos numéricos, com e sem a consideração da via-férrea, e a diferença das frequências de ambos os modelos tomando como referência o modelo com via.

Importa referir que no Quadro 5.8 não existe uma correspondência direta entre os modos de vibração, visto que no modelo sem a via os meios tabuleiros da ponte comportam-se como estruturas independentes e os modos de vibração surgem em grupos de 6 frequências consecutivas, correspondendo cada uma delas a um modo de vibração de natureza idêntica mas respeitante a um meio tabuleiro distinto. Note-se que a diferença existente entre as frequências do mesmo modo no modelo sem via ocorre por um lado devido à diferença do comprimento do vão dos meios tabuleiros de cada tramo, e por outro, pelas condições fronteira dos tramos adjacentes ao tramo 2 não estarem devidamente modeladas.

Quadro 5.8 – Frequências de vibração obtidas com base nos modelos numéricos com e sem inclusão da via férrea.

Modo	Frequência (Hz)		Δf (Hz)	Δf (%)
	Com inclusão da via	Sem inclusão da via		
1	9,26	8,09	+ 1,17	+ 12,6
2	10,17	8,09	+ 2,08	+ 20,5
3	10,24	8,11	+ 2,13	+ 20,8
4	10,80	8,11	+ 2,69	+ 24,9
5	11,65	9,50	+ 2,15	+ 18,5
6	12,03	9,50	+ 2,53	+ 21,0
7	14,05	11,49	+ 2,56	+ 18,2
8	14,22	11,50	+ 2,72	+ 19,1
9	15,74	11,55	+ 4,19	+ 26,6
10	19,45	11,55	+ 7,90	+ 40,6
11	20,55	12,57	+ 7,98	+ 38,8
12	21,89	12,58	+ 9,31	+ 42,5
13	23,03	18,65	+ 4,38	+ 19,0
14	23,42	18,66	+ 4,76	+ 20,3
15	24,46	19,03	+ 5,43	+ 22,2
16	24,47	19,04	+ 5,43	+ 22,2
17	24,79	20,60	+ 4,19	+ 16,9
18	25,34	20,61	+ 4,73	+ 18,7
19	25,75	20,98	+ 4,77	+ 18,5
20	25,96	20,98	+ 4,98	+ 19,2

Observa-se no Quadro 5.8 que a inclusão da via no modelo numérico traduz um aumento muito significativo das frequências de vibração em todos os modos. Para o caso do 1º modo de flexão vertical do tramo 2 foi registada uma diferença de 2,15 Hz, já no que respeita aos modos de torção foram constatadas diferenças mais elevadas, iguais a 7,85 Hz e 2,73 Hz para o caso do 1º e 2º modo respetivamente.

Verifica-se também que no modelo sem via os modos de torção trocam de posição, razão da existência de uma diferença tão significativa entre os valores das frequências do 1º modo de torção nos modelos com e sem via, com o valor de 7,85 Hz.

Face aos resultados obtidos conclui-se que a inclusão da via-férrea no modelo numérico é fundamental para a reprodução do comportamento real da estrutura, como aliás já tinha sido demonstrado por outros autores.

5.5.2. INFLUÊNCIA DA MODELAÇÃO DO BALASTRO

Nesta secção será avaliada a influência da modelação do balastro nos valores das frequências do modelo numérico da ponte. Para o efeito, realizou-se um novo modelo com as características do modelo inicial, exceto na camada adicional de balastro, que inicialmente tinha sido modelada com massas pontuais (MASS21) é agora modelada através de elementos finitos de volume (SOLID45). Refira-se que as características destes novos elementos de volume são as mesmas dos elementos da camada inferior de balastro.

Neste novo modelo foi também realizado um pequeno ajuste na geometria das travessas (Figura 5.28) de forma a ligar convenientemente os nós dos elementos finitos do balastro e os das novas travessas. Também o valor da massa volúmica das travessas foi corrigido para atender à alteração da sua nova geometria.

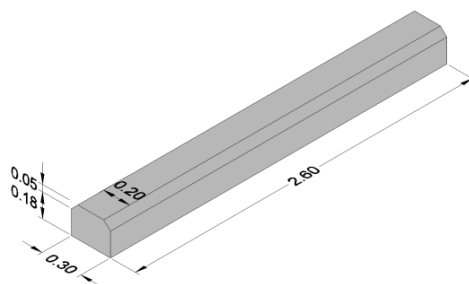


Figura 5.28 – Alteração da geometria das travessas.

Na Figura 5.29 apresenta-se uma vista parcial do modelo numérico da via, contendo apenas uma única via de circulação ferroviária, onde se ilustra a configuração da via-férrea com a camada de balastro modelada através de massas pontuais (modelo M1) e a configuração da via-férrea com a camada de balastro modelada com elementos sólidos (modelo M2).

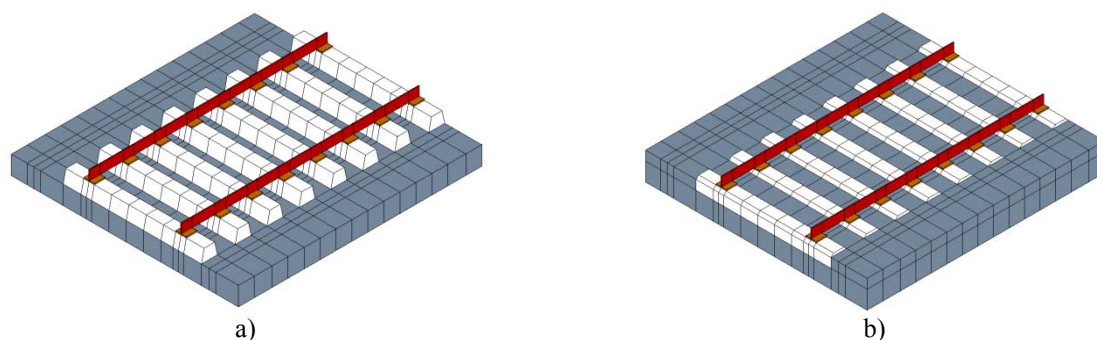


Figura 5.29 – Modelação numérica da via-férrea: a) modelo M1; b) modelo M2.

No Quadro 5.9 apresenta-se a comparação entre os valores das frequências naturais obtidas através dos modelos numéricos M1 e M2, tomando como referência o modelo M2.

Quadro 5.9 – Comparação das frequências de vibração dos modelos numéricos M1 e M2.

Modo	Frequência (Hz)		Δf (Hz)
	Modelo M1 (MASS21)	Modelo M2 (SOLID45)	
1	9,26	9,45	+0,19
2	10,17	10,21	+0,04
3	10,24	10,49	+0,25
4	10,80	10,92	+0,12
5	11,65	11,92	+0,27
6	12,03	12,13	+0,10
7	14,05	14,47	+0,42
8	14,22	14,69	+0,47
9	15,74	16,20	+0,46
10	19,45	19,65	+0,20
11	20,55	20,76	+0,21
12	21,89	22,09	+0,20
13	23,03	23,06	+0,03
14	23,42	23,46	+0,04
15	24,46	24,60	+0,14
16	24,47	25,06	+0,59
17	24,79	25,50	+0,71
18	25,34	25,93	+0,59
19	25,75	26,56	+0,81
20	25,96	26,93	+0,97

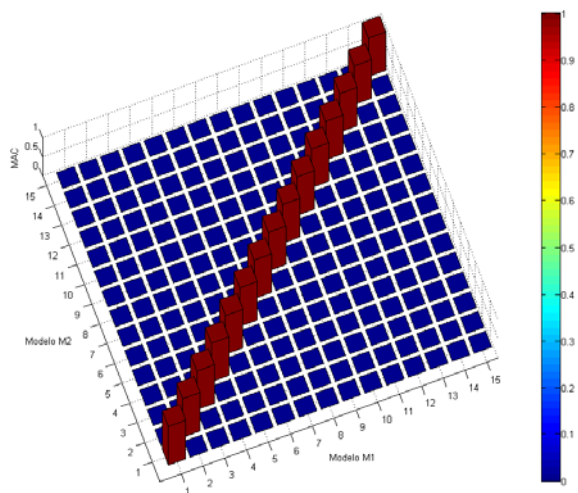


Figura 5.30 – Parâmetro MAC entre os modelos M1 e M2.

Observa-se no Quadro 5.9 que a modelação do balastro através de elementos sólidos, modelo M2, conduziu a um aumento pouco significativo das frequências de vibração dos modos que envolvem o tramo 2 da ponte. Importa referir que existe uma correspondência direta entre os modos de vibração dos modelos M1 e M2 como pode ser verificado na Figura 5.30 através do parâmetro MAC, onde é visível que as formas dos modos de vibração são totalmente idênticas. Com estas duas conclusões poderá afirmar-se que a forma de modelação da camada superior do balastro não interfere de forma significativa nos parâmetros modais do tramo 2 da ponte.

Os resultados demonstram no que respeita ao esforço computacional o modelo M2 é mais exigente, sobretudo para efeitos de um processo de calibração. No Quadro 5.10 apresenta-se uma comparação entre o número de elementos finitos e dos graus de liberdade entre os modelos M1 e M2.

Quadro 5.10 – Dimensão computacional dos modelos numéricos M1 e M2.

	Modelo M1	Modelo M2
Nº de elementos finitos	30364	30538
Nº de graus de liberdade	103038	117180

O modelo numérico M1 parece encontrar um compromisso satisfatório, tanto ao nível do comportamento dinâmico como ao nível do esforço computacional. Concluindo-se que as considerações tomadas no modelo numérico inicial (modelo M1) revelam-se adequadas ao presente estudo.

5.6. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Nesta secção, é descrito o ensaio dinâmico de vibração ambiental da ponte de Antuã, realizado no dia 1 de Agosto de 2013 com a colaboração do LEST - Laboratório de Estruturas do ISEP em parceria com o LESE - Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP. O ensaio de vibração ambiental teve como objetivo a identificação das propriedades modais tramo 2 da ponte, nomeadamente, as frequências de vibração, as configurações modais e os coeficientes de amortecimento.

5.6.1. PLANEAMENTO E PREPARAÇÃO DO ENSAIO

O planeamento do ensaio atendeu às limitações impostas pela REFER no que respeita ao acesso à via, e a condicionalismos do terreno da implantação da ponte no que respeita ao acesso à zona sob o tabuleiro. Assim apenas foi possível aceder superiormente às consolas do tabuleiro numa zona com cerca de 0,50m, e inferiormente a uma zona de cerca de 3,50 m sob o tabuleiro do tramo 2 delimitada por um muro existente junto ao rio e o pilar P3, conforme ilustrado na Figura 5.31. Aliado a estes condicionalismos, o tempo disponível para a realização do ensaio limitou a quantidade de informação experimental.

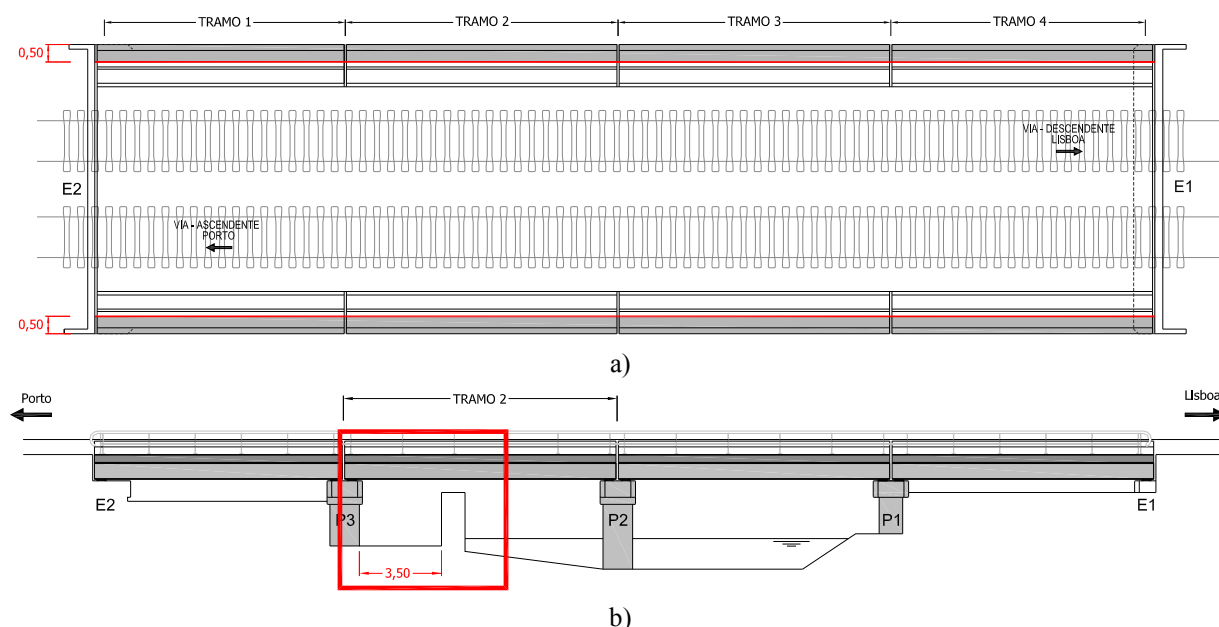


Figura 5.31 – Zonas de acesso à ponte de Antuã no decorrer do ensaio de vibração ambiental: a) vista superior; b) alçado.

A avaliação preliminar das frequências naturais e os modos de vibração foi realizada a partir da informação do modelo numérico da ponte que serviu de base para uma escolha adequada do número e posição dos sensores, de forma a garantir a identificação do maior número de modos possível e de natureza distinta.

Na Figura 5.32 apresentam-se os valores da matriz de auto-correlação, autoMAC numérico, que auxiliou a escolha da posição dos sensores no ensaio.

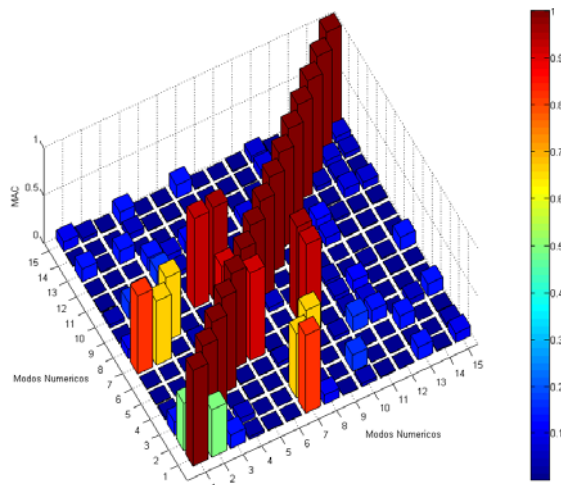


Figura 5.32 – Matriz de auto-correlação (autoMAC numérico).

Da análise da Figura 5.32 verifica-se que a posição admitida no ensaio poderá dificultar a identificação de alguns modos de vibração como atesta a forte correlação existente entre os pares de modos 1/7, 2/7, 5/9, 5/6 e 6/9. No entanto, atendendo a que o ensaio incidiu na caracterização de modos de vibração de carácter global do tramo 2 (modos 3, 4, 8 e 13) correspondendo a modos de flexão vertical e torção, conclui-se que os modos a identificar são desacoplados e por isso a posição é ajustada.

Após a seleção dos pontos a instrumentar, foi realizado um meticoloso plano para garantir a distribuição adequada dos cabos bem como a movimentação dos sensores no decorrer do ensaio.

A configuração dos sensores para aquisição de dados foi realizada com recurso a um programa desenvolvido em LabView, cujo painel frontal da aplicação é apresentado na Figura 5.33.

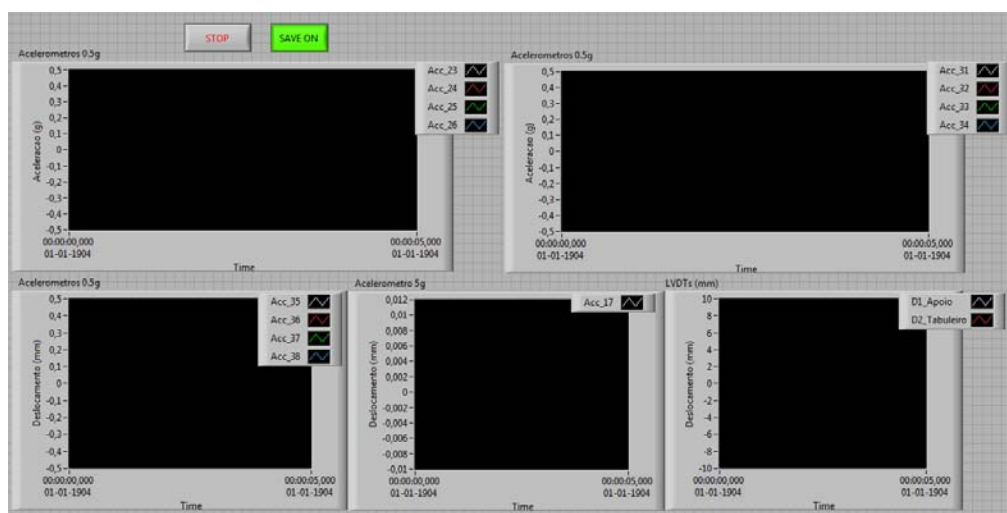


Figura 5.33 – Painel frontal do programa LabView desenvolvido para aquisição dos registos.

Na Figura 5.34 apresenta-se o diagrama de blocos da aplicação que permite controlar a aquisição de todos os sensores e definir as respetivas configurações. Importa referir que a aquisição de dados inclui também os sensores utilizados no ensaio dinâmico sob ação de tráfego (secção 7.2).

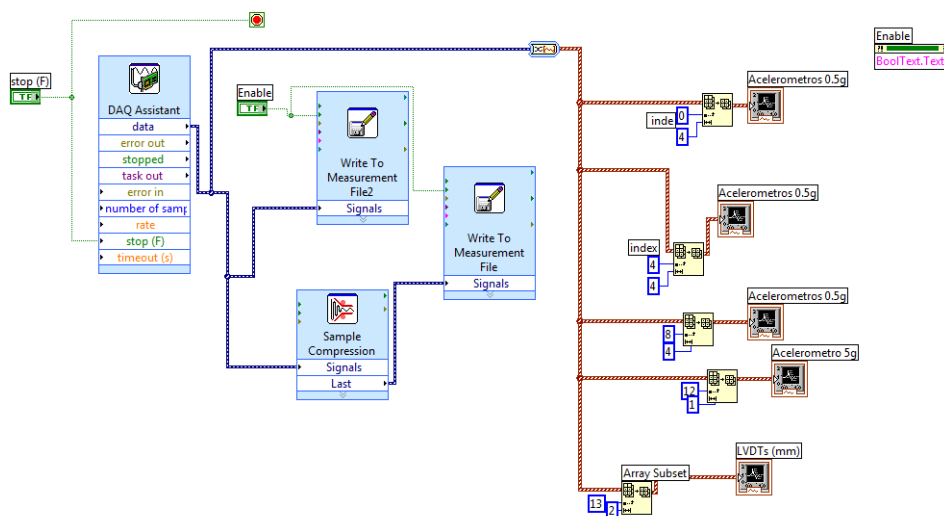


Figura 5.34 – Programa LabView - diagrama de blocos.

Foi também desenvolvida uma interface gráfica em ambiente MatLab com o objetivo de realizar uma análise prévia dos resultados no decorrer do ensaio, no sentido de verificar a qualidade da informação recolhida e a eventual necessidade de repetir alguma parte do ensaio. Esta interface gráfica (Figura 5.35) possibilitou a análise de cada sensor individualmente, permitindo identificar as frequências que contribuem para a resposta dinâmica da estrutura, a partir de gráficos de auto-espectros.

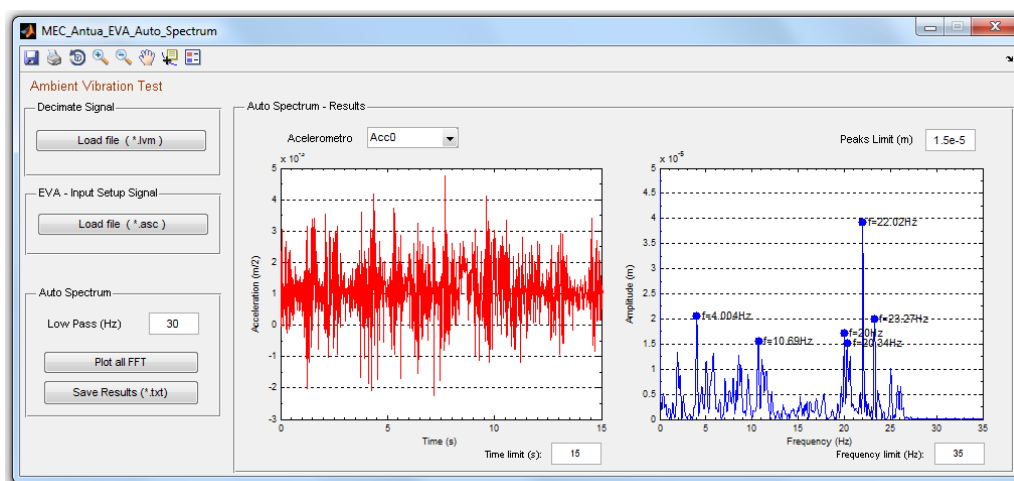


Figura 5.35 – Interface gráfica para visualização dos resultados no decorrer do ensaio de vibração ambiental.

5.6.1.1. Descrição do ensaio

O ensaio dinâmico de vibração ambiental envolveu a medição da resposta dinâmica na direção vertical de 26 pontos de medida, sendo realizado a partir de quatro *setups*. O ensaio foi realizado com recurso a uma técnica de pontos de referência fixos (Rodrigues, 2004), onde em cada configuração foram utilizados 4 sensores de referência fixos e 8 sensores móveis que se movimentaram ao longo da estrutura percorrendo todos restantes pontos.

Na Figura 5.36 apresenta-se a posição dos sensores nos quatro setups realizados no ensaio (*setup* 1 a *setup* 4):

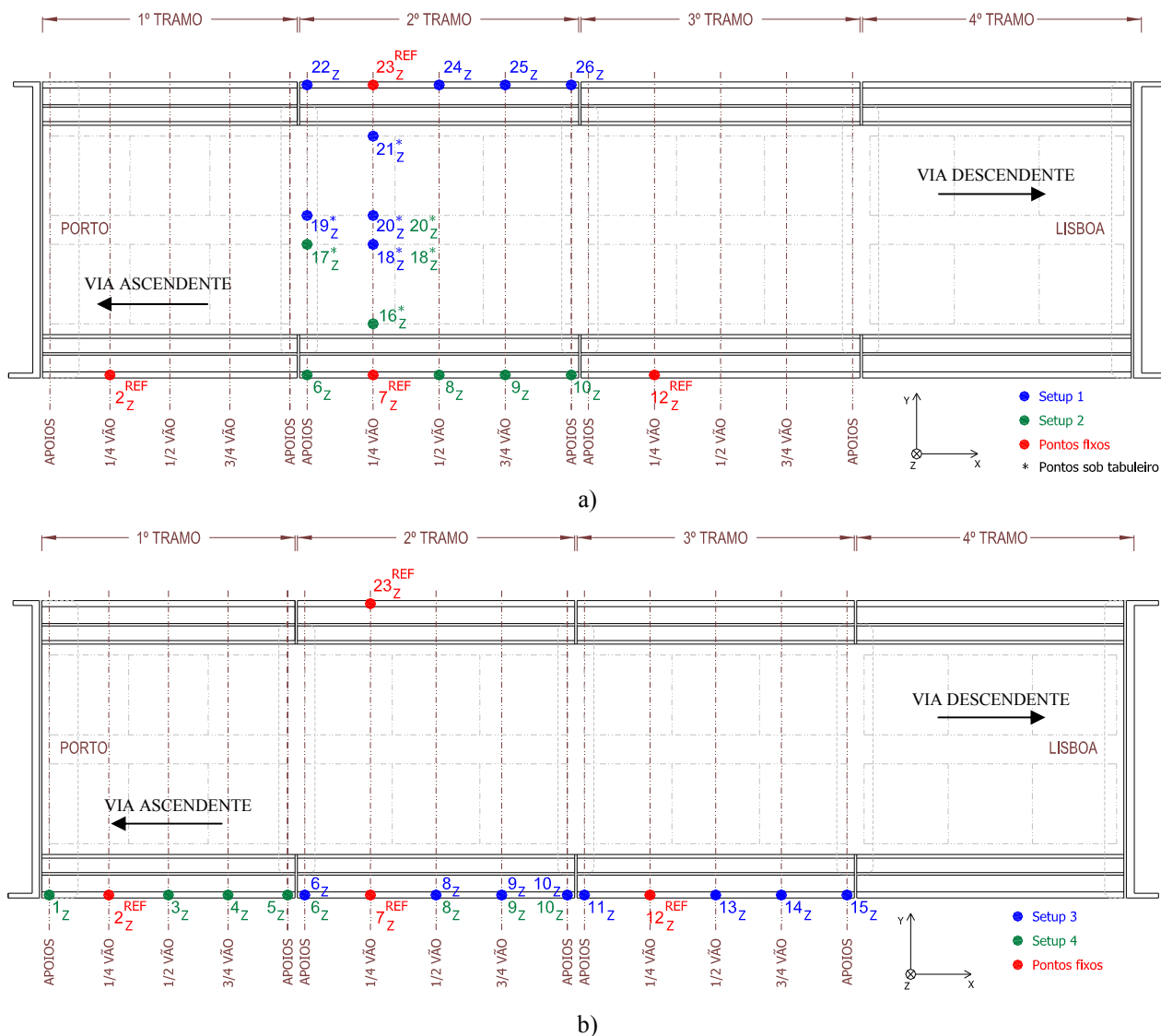


Figura 5.36 – Configurações de medição do ensaio de vibração ambiental: a) *setup* 1 e 2; a) *setups* 1 e 2;
b) *setups* 3 e 4;

Para a caracterização dinâmica do tramo 2 da ponte, mais concretamente a via ascendente, foi considerada uma disposição de sensores que permitisse a identificação dos modos de vibração globais, incluindo a instrumentação dos tabuleiros adjacentes de modo a caracterizar convenientemente o efeito de continuidade da via.

Em cada *setup* foram considerados 4 sensores de referência fixos, localizados nas secções de 1/4 de vão do tramo 2 e 8 sensores móveis, localizados nas secções de 1/2, 1/3 e 1/4 do vão dos tramos 1, 2 e 3. Os sensores móveis foram deslocados de forma agrupada entre os sucessivos *setups*, iniciando-se no meio tabuleiro do tramo 2 da via descendente e percorrendo os meios tabuleiros dos tramos 1, 2, e 3 da via ascendente.

No Quadro 5.11 apresenta-se a movimentação dos sensores nos pontos instrumentados para cada um dos quatro *setups*. A azul estão assinalados os acelerómetros de referência e a preto os acelerómetros


móveis. Para o melhor entendimento da metodologia do ensaio dever-se-á cruzar a informação exposta no Quadro 5.11 com a informação da Figura 5.36.

Quadro 5.11 – Posição dos acelerómetros nos diferentes *setups*.

Referência do acelerómetro	<i>setup</i> 1	<i>setup</i> 2	<i>setup</i> 3	<i>setup</i> 4
Acc23	2 _z	2 _z	2 _z	2 _z
Acc24	7 _z	7 _z	7 _z	7 _z
Acc25	12 _z	12 _z	12 _z	12 _z
Acc26	23 _z	23 _z	23 _z	23 _z
Acc31	18 _z	18 _z	11 _z	1 _z
Acc32	19 _z	17 _z	13 _z	3 _z
Acc33	20 _z	20 _z	14 _z	4 _z
Acc34	21 _z	16 _z	15 _z	5 _z
Acc35	22 _z	6 _z	6 _z	6 _z
Acc36	24 _z	8 _z	8 _z	8 _z
Acc37	25 _z	9 _z	9 _z	9 _z
Acc38	26 _z	10 _z	10 _z	10 _z

As acelerações foram medidas na direção vertical por intermédio de 12 acelerómetros piezoelétricos, modelo 393B12 da marca PCB, cujas principais características apresentam-se no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Características técnicas dos acelerómetros.

Marca / modelo	PCB 393B12	
	Resolução (μg)	8
	Sensibilidade (mV/g)	10000
	Gama de medição (g)	$\pm 0,5\text{g}$
	Gama de frequências (Hz)	0.15 a 1000
	Dimensões (mm) (base \times altura)	30,2 \times 55,6
	Tipo / funcionamento	Cerâmico / Corte

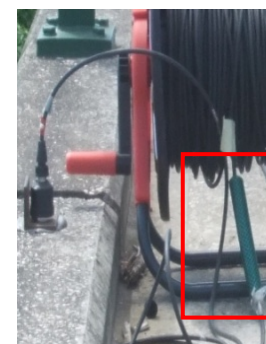
A ligação dos acelerómetros ao tabuleiro foi efetuada por intermédio de cantoneiras metálicas coladas na superfície do betão na face superior das vigas de bordadura (Figura 5.37a). A ligação aos perfis metálicos sob o tabuleiro foi realizada por intermédio de magnetos circulares (Figura 5.37b). Nas zonas de ligação intermédias, entre os cabos dos sensores e as bobines que ligam ao sistema de aquisição, utilizaram-se conetores do tipo BNC devidamente protegidos por troços de mangueira plástica (Figura 5.37c) de modo reduzir o ruído elétrico que usualmente afeta estes pontos mais sensíveis do circuito.



a)



b)



c)

Figura 5.37 – Ligação dos acelerómetros à estrutura: a) nas vigas de bordadura; b) nas longarinas; c) proteção da ligação entre cabos com troços de mangueira.

A aquisição de dados foi realizada através unidade de aquisição fixa NI cDAQ-9172 (Figura 5.38a) com recurso a 3 módulos NI 9233 (Figura 5.38b), com 4 canais analógicos com gama de entrada $\pm 5\text{V}$ para

acelerómetros do tipo IEPE. A leitura dos registos foi realizada através de um computador portátil, com o software LabVIEW, que permitiu o controlo e aquisição dos dados do ensaio.

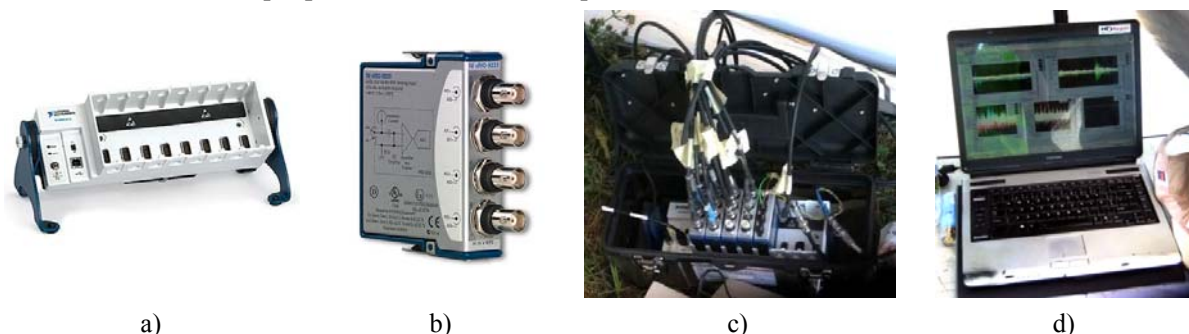


Figura 5.38 – Sistema de aquisição de dados: a) NI cDAQ-9172; b) NI 9233; c) Foto do ensaio; d) Leitura dos registos.

Em cada setup foram adquiridas séries temporais com a duração de 5 minutos e com uma frequência de amostragem de 2000 Hz.

5.6.1.2. Pré-processamento dos resultados

Após a recolha dos registos da resposta dinâmica dos vários *setups*, sob a forma de várias séries temporais (Quadro 5.13) foi realizado o pré-processamento de sinal com recurso ao programa MatLab. As rotinas realizadas permitiram a execução das seguintes operações:

- i) zeragem da linha de base e eliminação da tendência linear das séries registadas;
- ii) eliminação nas séries de registos temporais dos eventos ocasionais relativos à passagem de tráfego ferroviário;
- iii) decimação do sinal de modo a melhorar o manuseamento dos ficheiros de informação de dados visto que à frequência de aquisição de 2000 Hz esse processo é naturalmente mais demorado. A decimação efetuada foi de ordem 10 passando a frequência de amostragem para 200Hz, o que corresponde a uma frequência de Nyquist de 100Hz.

As várias séries de registos de acelerações realizadas no decorrer do ensaio de vibração ambiental apresentam-se no Quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Séries de registos de acelerações nos diferentes *setups*

Ficheiro	Hora	Duração	Setup	Observações
Antua_1.lvm	11:00	5 min	1	Vibração ambiental.
Antua_2.lvm	11:45	5 min	1	Vibração ambiental com saltos.
Antua_3.lvm	12:00	5 min	1	Vibração ambiental.
Antua_4.lvm	12:25	5 min	1	Vibração ambiental.
Antua_5.lvm	13:05	5min	2	Vibração ambiental.
Antua_6.lvm	13:50	5 min	2	Vibração ambiental.
Antua_7.lvm	14:20	5 min	2	Vibração ambiental.
Antua_8.lvm	14:45	5 min	3	Vibração ambiental.
Antua_9.lvm	14:55	5 min	3	Vibração ambiental.
Antua_10.lvm	15:05	5 min	3	Vibração ambiental, passagem comboio no final.
Antua_11.lvm	15:35	5 min	3	Vibração ambiental, Acc23 com ruído.
Antua_12.lvm	16:25	5 min	4	Vibração ambiental.
Antua_13.lvm	16:45	5 min	4	Vibração ambiental.
Antua_14.lvm	17:15	5 min	4	Vibração ambiental, Acc34 com ruído.

A Figura 5.39 apresenta uma parte de um registo de acelerações relativas ao *setup* 2, após a realização das operações atrás descritas. Neste caso o registo faz parte do ficheiro *Antua_05.lvm* e são apresentados os primeiros 160 segundos relativos a um dos acelerómetros de referência, Acc23, e um dos acelerómetros móveis, Acc31.

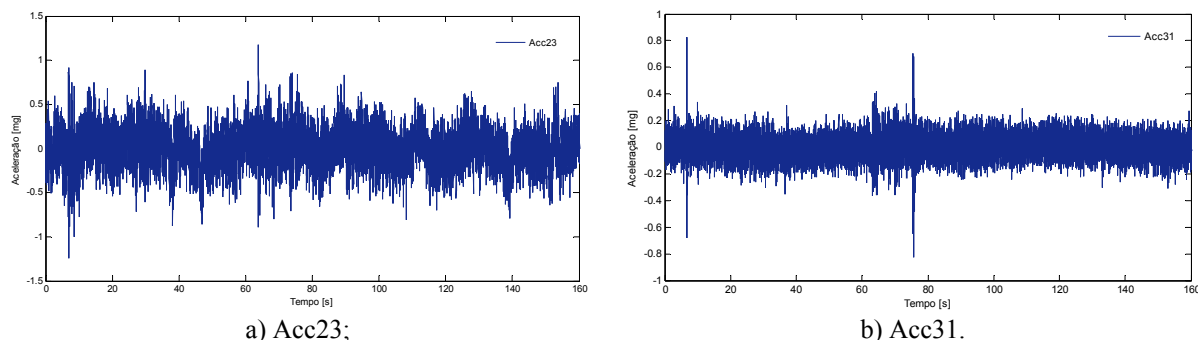


Figura 5.39 – Registo temporal em acelerações do *setup* 2, ficheiro *Antua_05.lvm*: a) Acc23; b) Acc31.

5.6.2. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS

A identificação dos parâmetros modais da estrutura, nomeadamente, as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento foi realizada através do programa ARTeMIS (2011) e com recurso à aplicação do método EFDD.

Após a realização das operações do pré-processamento de resultados, anteriormente descritas, procedeu-se à introdução das séries temporais no programa ARTeMIS, que por aplicação do método EFDD realiza a passagem dos registos do domínio do tempo para o domínio da frequência. As funções de densidade espectral da resposta foram avaliadas através do algoritmo FFT considerando amostras com 2048 valores e permitindo a realização de médias normalizadas de vários espectros, sobrepostos a 66,7% tendo-se aplicado a cada amostra uma janela de dados do tipo “*Hanning*” (Caetano, 1992). A resolução em frequência Δf das funções de densidade espectral estimadas é a correspondente aos 2048 valores de cada amostra que com uma frequência de amostragem de 200 Hz é igual a 0,098 Hz. A análise das funções de densidade espectral centrou-se no intervalo de frequências entre os 0 Hz e os 100 Hz (frequência de *Nyquist*).

A informação experimental dos vários *setups* foi organizada através de 2 configurações que se ilustra na Figura 5.40: i) cruzamento dos *setups* 1 e 2 (Figura 5.40a); ii) cruzamento dos *setups* 1,2,3 e 4 (Figura 5.40b).

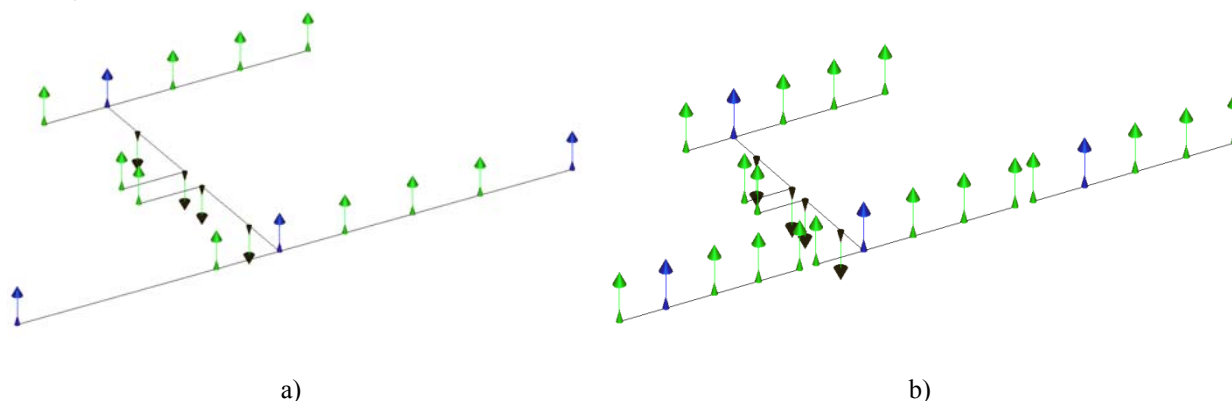


Figura 5.40 – Organização da informação experimental no programa ARTeMIS: a) *setup* 1+2; b) *setup* 1+2+3+4.

Na Figura 5.40 observam-se os 26 pontos instrumentados nos 3 tramos da ponte e respetivas orientações dos sensores na direção vertical. A cor azul estão identificados os 4 acelerómetros de referência e a verde e preto os acelerómetros móveis. Note-se que nos acelerómetros assinalados a preto o sensor foi posicionado no sentido descendente, enquanto todos os outros sensores (a cor verde) foram posicionados no sentido ascendente.

Na Figura 5.41 apresenta-se os valores singulares da matriz das funções de densidade espectral de potência obtidos por aplicação do método EFDD. A figura permite identificar as frequências de vibração da estrutura através da seleção dos picos da função.

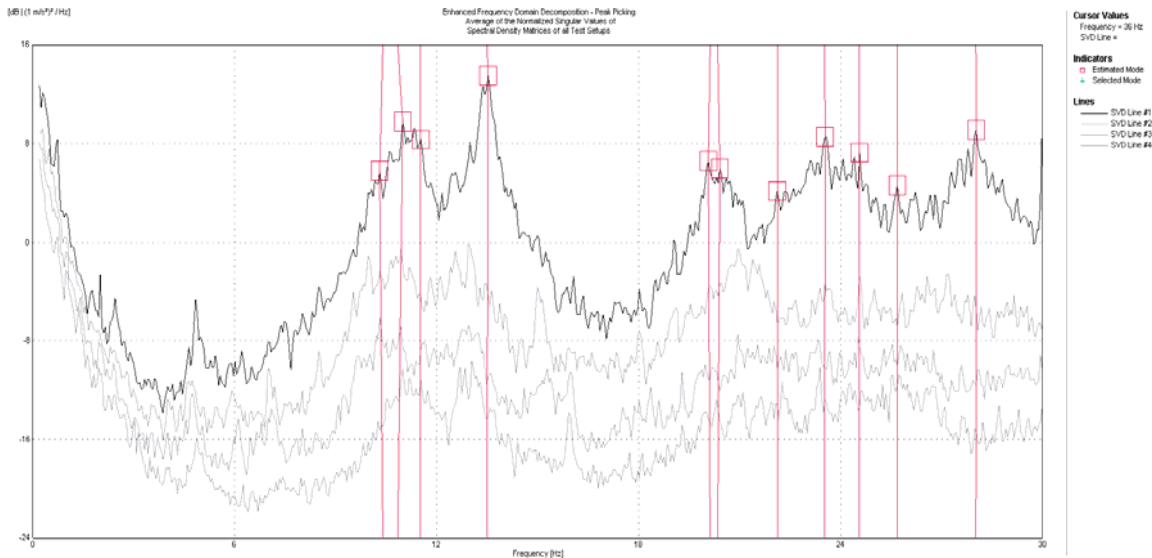


Figura 5.41 – Método EFDD - seleção de picos das funções de valores singulares.

Após a seleção dos picos a estimativa das frequências e dos coeficientes de amortecimento através do método EFDD é realizada por aplicação da transformada inversa de Fourier (IFFT), passando para o domínio do tempo uma porção da função em torno do pico da frequência em análise.

A porção do espectro (ou número de pontos da IFFT) é determinada com recurso ao parâmetro MAC, que compara as configurações modais entre o primeiro vetor singular e os restantes vetores singulares associados às frequências em torno do pico da frequência selecionada. Na Figura 5.42 apresenta-se título de exemplo a seleção dos troços das funções dos valores singulares através do parâmetro MAC, para o 1º modo de vibração identificado.

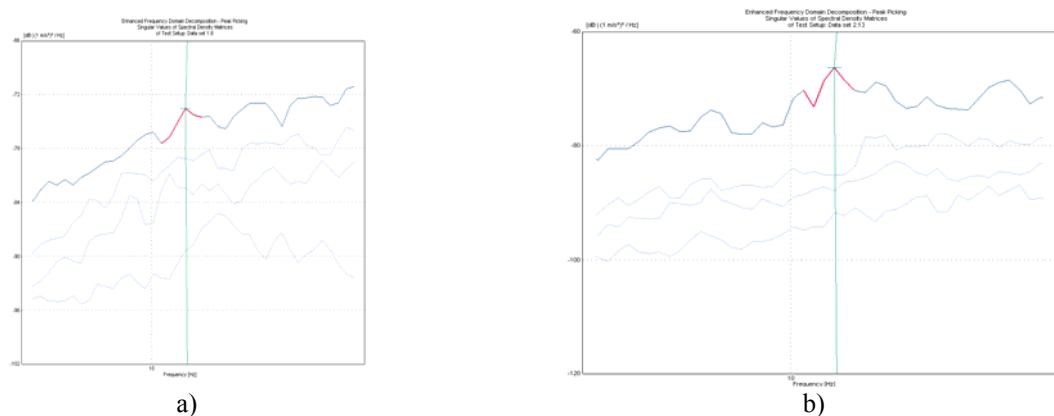


Figura 5.42 – Seleção dos troços das funções dos valores singulares para o 1º modo de vibração, conjunto dos setups 1 e 2: a) setup 1 - MAC=0,75; b) setup 2 - MAC = 0,95.

A estimativa da frequência e do coeficiente de amortecimento é realizada através das funções de auto-correlação diretamente resultantes da aplicação da IFFT e por uso das Expressões (3.12) e (3.13).

Na Figura 5.43 apresenta-se a função de auto-correlação e o decremento logarítmico que permitiu a estimativa da frequência natural e do coeficiente de amortecimento do 1º modo de vibração com base no *setup* 1, relativo à análise dos registos do conjunto dos *setups* 1 e 2.

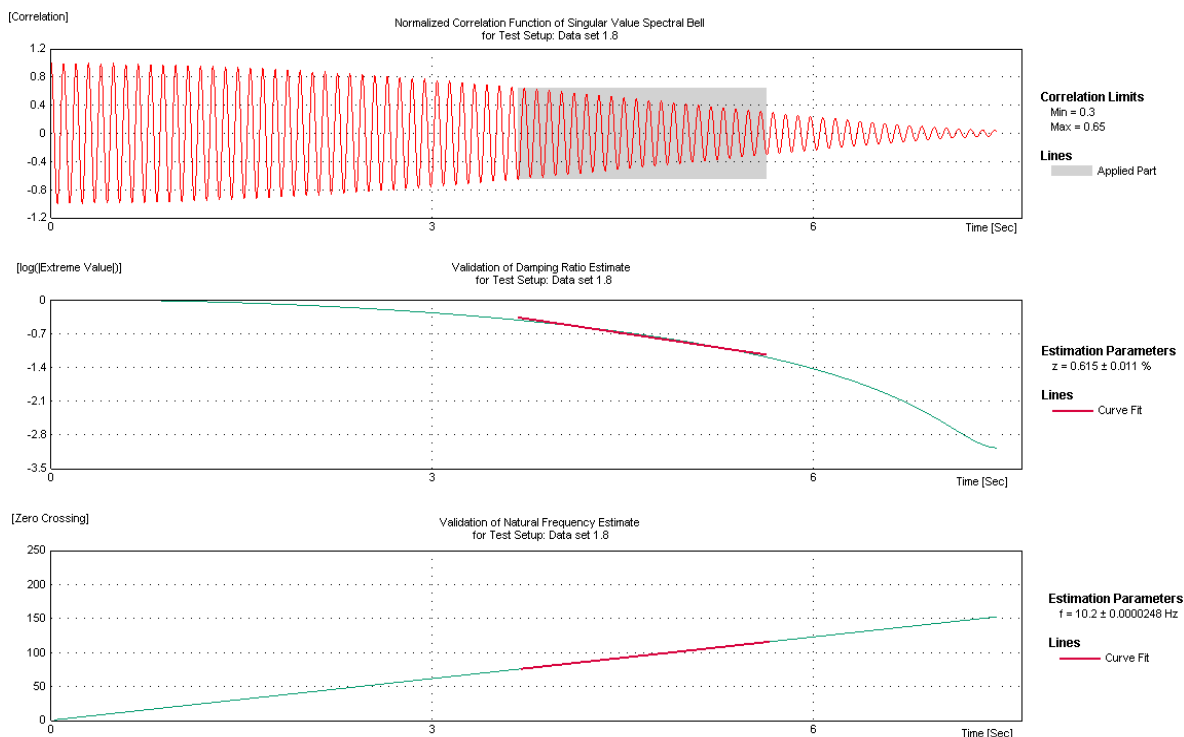


Figura 5.43 – Estimativa da frequência e do coeficiente de amortecimento do 1º modo de vibração por aplicação do método EFDD.

O método EFDD permite considerar apenas uma parte do registo temporal, assinalado a cor cinzenta na Figura 5.43, com o principal objetivo de evitar as zonas do sinal cujo ruído influencia de alguma forma o amortecimento da estrutura (Lopes, 2009).

Por último, a partir dos cálculos parcelares de cada *setup* o programa ARTeMIS calcula os valores médios das frequências naturais e dos coeficientes de amortecimento correspondentes ao conjunto de *setups* analisado.

Estes procedimentos foram realizados para todos os picos selecionados da Figura 5.41. Refira-se ainda que apenas se recorreu à primeira linha de valores singulares, não sendo em nenhum dos casos necessário recorrer às restantes.

Na Figura 5.44 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros de todas as configurações experimentais (*setups* 1,2,3 e 4) obtidas por aplicação do método EFDD, onde são assinalados os picos em correspondência com os 6 modos de vibração identificados.

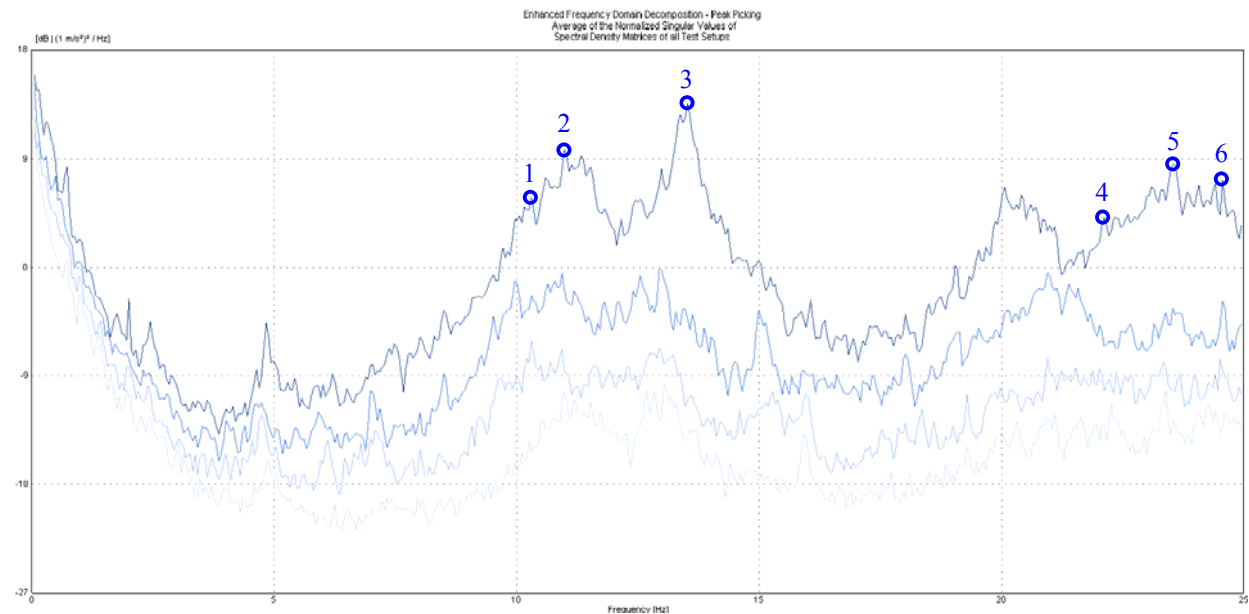


Figura 5.44 – Método EFDD, valores singulares médios e normalizados das matrizes de espectros.

De acordo com a Figura 5.44 observa-se que no intervalo de frequências entre os picos assinalados por 3 e 4 existem alguns picos que contudo não conduziram à identificação de modos de vibração da estrutura, sobretudo pelo facto da informação experimental ser escassa. Provavelmente a maioria destes picos são referentes a modos de vibração dos tramos não instrumentados da estrutura (tramos 1 e 3).

No Quadro 5.14 apresentam-se os valores médios das frequências e dos coeficientes de amortecimento obtidos pelo método EFDD, com a indicação dos valores do desvio-padrão em percentagem. Adicionalmente apresenta-se a informação dos *setups* que serviram de base ao cálculo dos valores apresentados.

Quadro 5.14 – Método EFDD: parâmetros modais.

Modo	f_i (Hz)	σ_{f_i} (Hz)	ξ (%)	σ_{ξ} (%)	Modo	<i>Setups</i>
1	10,22	0,011	0,96	0,429	Flexão vertical	1+2
2	11,09	0,009	0,84	0,388	Torção	1+2
3	13,49	0,016	0,86	0,584	Torção	1+2
4	22,27	0,657	0,38	0,328	Flexão vertical	1+2+3+4
5	23,24	0,150	0,36	0,355	Flexão vertical	1+2+3+4
6	24,58	0,021	0,35	0,062	Flexão vertical	1+2+3+4

Na Figura 5.45 ilustram-se as configurações modais identificadas com a indicação dos respetivos valores médios das frequências e dos coeficientes de amortecimento. Para uma melhor compreensão da natureza dos modos de vibração, as suas configurações são apresentadas em perspetiva complementada com uma vista frontal ou lateral.

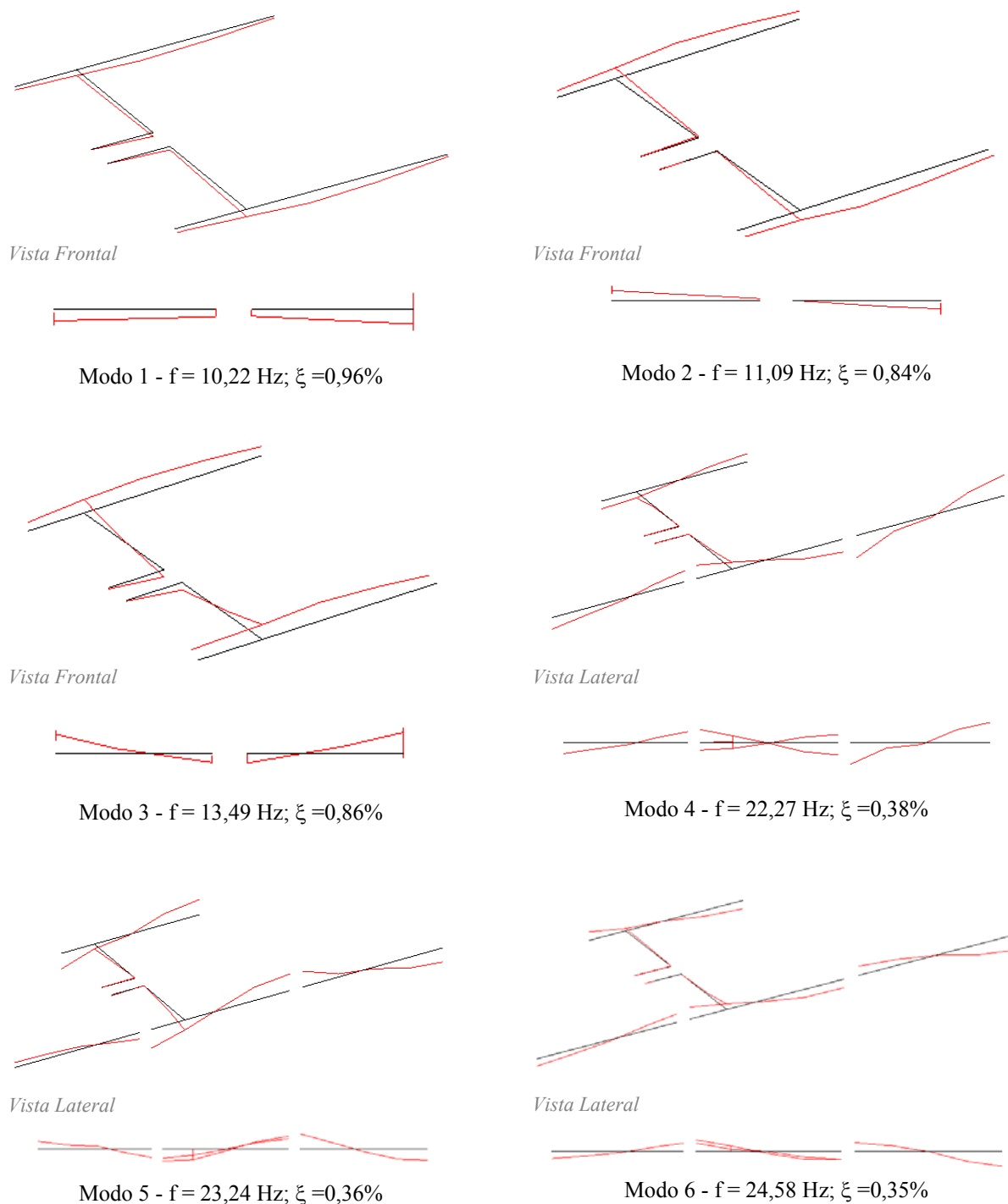


Figura 5.45 – Parâmetros modais obtidos por via experimental.

A análise das configurações modais permitiu identificar modos de carácter global associados a movimentos de flexão vertical e torção do tabuleiro com muito boa definição. No que respeita aos

modos 4, 5 e 6 é notória que a escassez de informação experimental é condicionante para uma adequada representação dos modos identificados.

Na Figura 5.46 representam-se, em forma de diagrama polar, as componentes modais identificadas para os 6 modos de vibração experimentais. O diagrama representa a amplitude e a fase de cada componente modal em forma de vetor.

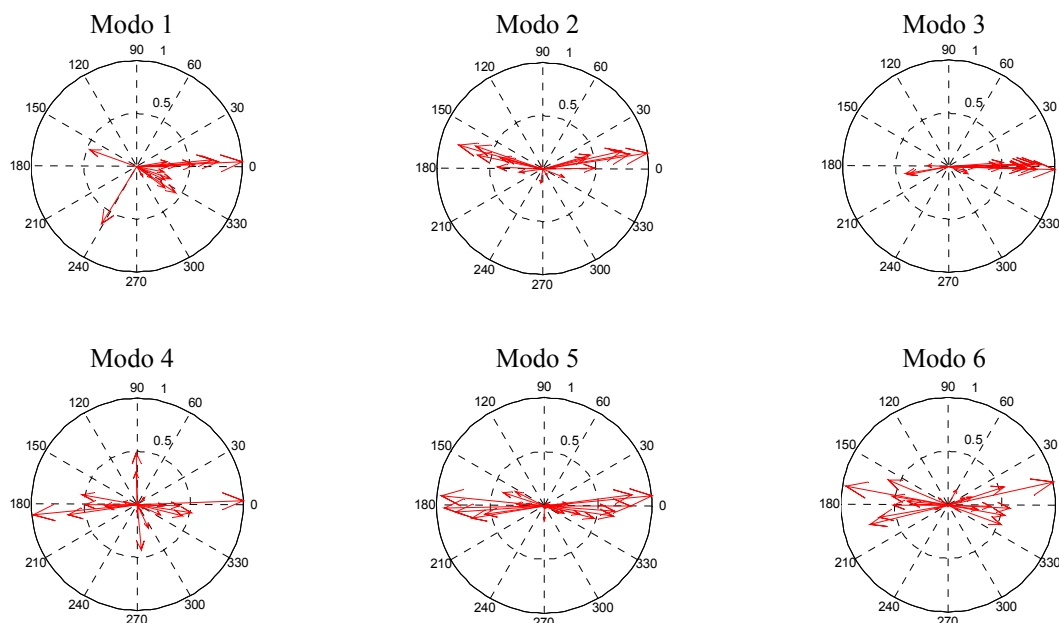


Figura 5.46 – Diagramas polares das componentes modais obtidas por via experimental pelo método EFDD.

Observando-se os diagramas polares da Figura 5.46 verifica-se que os vetores das componentes modais tendem essencialmente para ângulos de 0° e 180° , demonstrando-se assim que se pode considerar que os modos de vibração identificados são reais, ou seja, apresentam um amortecimento do tipo proporcional clássico.

As situações em que as componentes modais diferem de 0° ou 180° correspondem a pontos instrumentados juntos aos apoios com uma pequena amplitude modal e onde o amortecimento é tipicamente do tipo não proporcional. Também nestes casos cuja amplitude das componentes modais é pequena, a relação sinal/ruído é também menor e por isso também ocorrem maiores erros na identificação modal.

Na Figura 5.47 apresentam-se os valores da matriz auto-correlação MAC entre os modos de vibração identificados por via experimental.

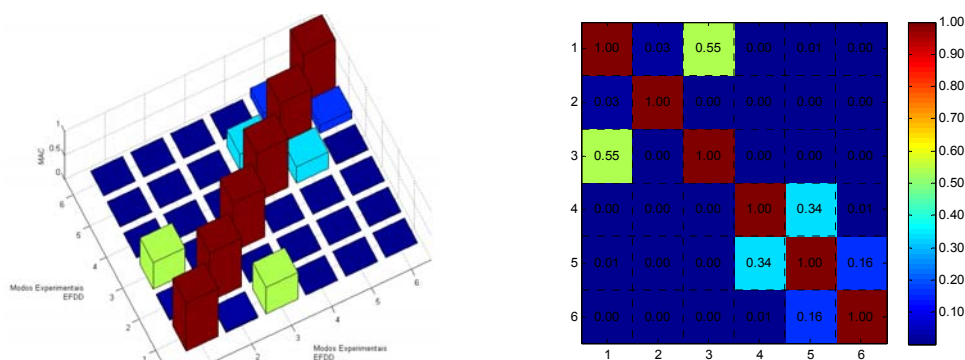


Figura 5.47 – Matriz de auto-correlação MAC entre os modos de vibração identificados por via experimental.

A observação da matriz de auto-correlação permite comprovar que não existem correlações significativas entre os modos, demonstrando que os modos identificados estão desacoplados. Importa no entanto referir que no par de modos 1/3, existe um certo grau de acoplamento ($MAC=0,55$), uma vez que os modos têm alguma semelhança nos pontos instrumentados, mais concretamente nas extremidades das consolas do tabuleiro, no entanto são modos de natureza distinta, como aliás se verifica nos restantes pontos instrumentados.

5.7. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS

Na Figura 5.48 apresenta-se a matriz de correlação MAC dos modos de vibração obtidos por via experimental e numérica. No cálculo desta matriz foi excluída a informação de alguns pontos de medição: i) para o caso dos modos experimentais 1, 2 e 3, resultado do conjunto dos *setups* 1 e 2 foi excluído o ponto 2_z ; ii) para o caso dos modos experimentais 4, 5 e 6, resultado do conjunto dos *setups* 1, 2, 3 e 4 foram excluídos os pontos 1_z , 2_z , 14_z e 15_z . Estes pontos de medição foram excluídos uma vez que as condições fronteiras dos tramos adjacentes ao tramo 2 (tramos 1 e 3) não foram devidamente modeladas, levando a que as componentes modais numéricas nas extremidades dos tramos 1 e 3 (junto ao Encontro Norte (E2) e junto ao tramo 4) não estejam adequadamente reproduzidas.

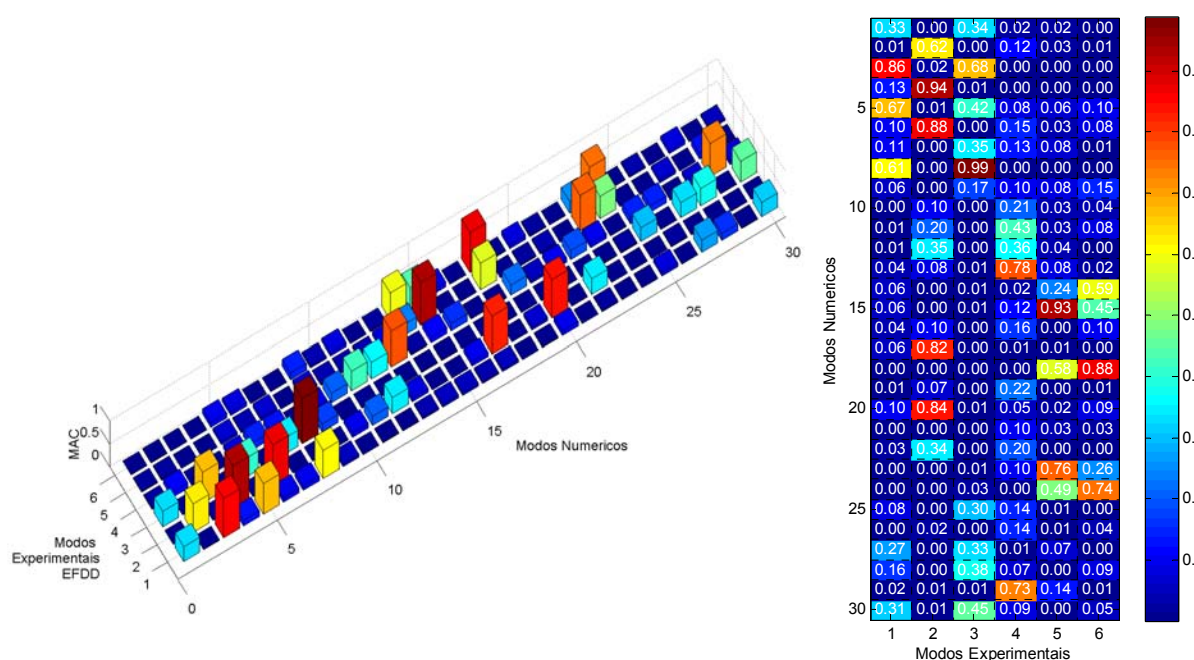


Figura 5.48 – Matriz de correlação MAC entre modos de vibração numéricos e experimentais.

A observação da matriz de correlação permite constatar uma correspondência entre as configurações modais numéricas e experimentais com valores de coeficientes MAC elevados, na generalidade das situações superiores a 85%, para além de um desacoplamento evidente entre as formas modais.

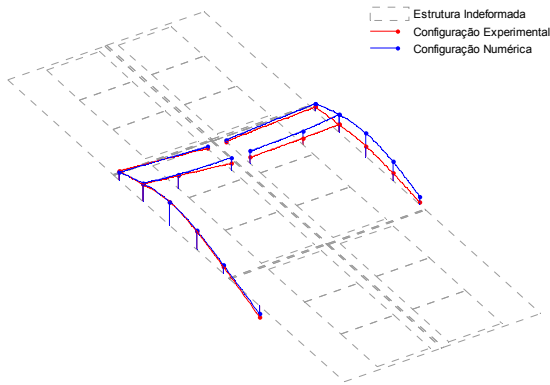
Na Figura 5.49 apresenta-se a comparação das frequências e das configurações modais do tramo 2 da ponte obtidas por via experimental e por via numérica. Os modos numéricos representados correspondem aos modos com correlação mais elevada com os modos experimentais, baseados nos resultados obtidos pelo parâmetro MAC.

Modo 1 - 1º modo flexão vertical

$$f_{\text{Experimental}} = 10,22 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{Numérica}} = 10,24 \text{ Hz}$$

$$\text{MAC} = 0,86$$

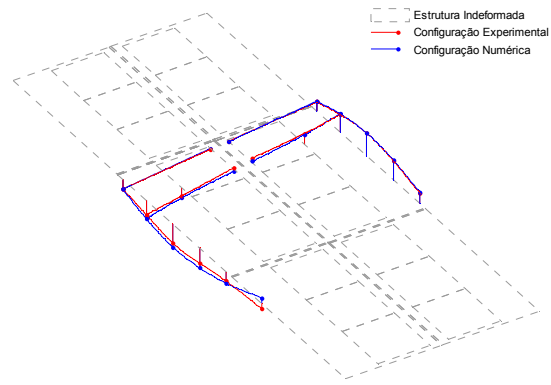


Modo 2 - 1º modo de torção

$$f_{\text{Experimental}} = 11,09 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{Numérica}} = 10,80 \text{ Hz}$$

$$\text{MAC} = 0,94$$

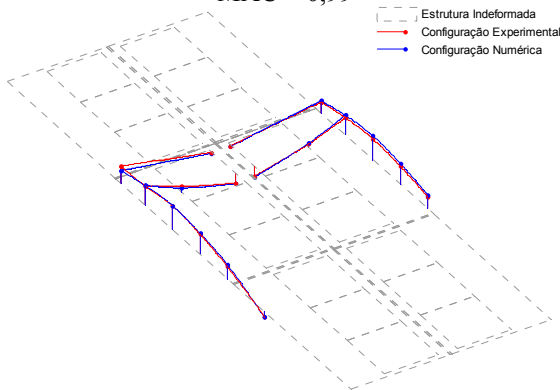


Modo 3 - 2º modo de torção

$$f_{\text{Experimental}} = 13,49 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{Numérica}} = 14,22 \text{ Hz}$$

$$\text{MAC} = 0,99$$

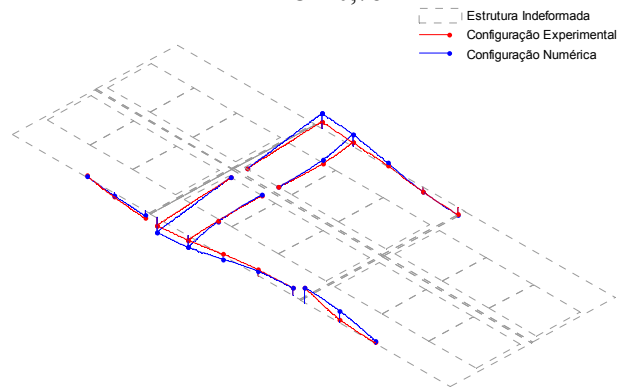


Modo 4 - 2º modo flexão vertical

$$f_{\text{Experimental}} = 22,27 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{Numérica}} = 23,42 \text{ Hz}$$

$$\text{MAC} = 0,78$$

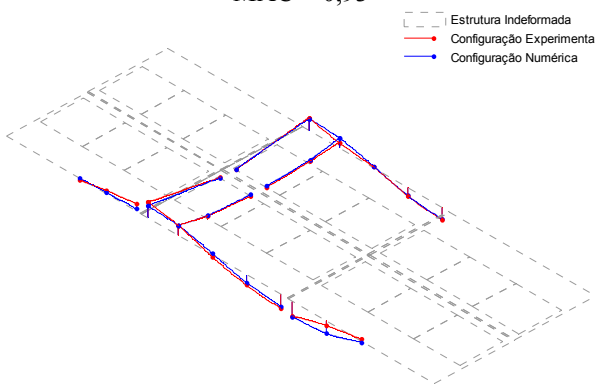


Modo 5 - 2º modo flexão vertical

$$f_{\text{Experimental}} = 23,24 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{Numérica}} = 24,47 \text{ Hz}$$

$$\text{MAC} = 0,93$$



Modo 6 - 2º modo flexão vertical

$$f_{\text{Experimental}} = 24,58 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{Numérica}} = 25,34 \text{ Hz}$$

$$\text{MAC} = 0,88$$

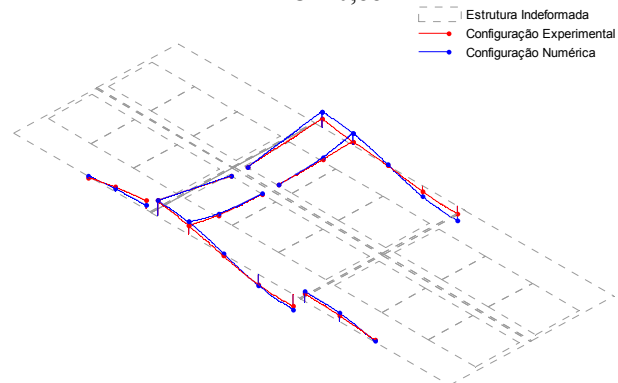


Figura 5.49 – Modos de vibração globais do tramo 2 da ponte obtidos por via experimental e numérica antes do processo da calibração.

No Quadro 5.15 apresenta-se a comparação das frequências e respetivos desvios obtidos por via numérica e por via experimental. A designação dos modos 1, 2, 3, 4, 5 e 6 são respeitantes aos modos experimentais e relativos ao tramo 2 da ponte.

Quadro 5.15 – Comparação dos resultados obtidos por via numérica e experimental.

Modo	$f_{\text{experimental}}$	$f_{\text{numérica}}$	$\Delta f (\%)$	MAC
1	10,22	10,24	0,20	0,86
2	11,09	10,80	2,61	0,94
3	13,49	14,22	5,41	0,99
4	22,27	23,42	5,16	0,78
5	23,24	24,47	5,29	0,93
6	24,58	25,34	3,09	0,88

As configurações modais numéricas e experimentais são bastantes semelhantes para todos os modos analisados assim como os valores das respetivas frequências de vibração.

Relativamente ao modo 1 (1º modo de flexão vertical) a configuração modal experimental apresenta uma deformada não simétrica entre os meios tabuleiros, no entanto apesar deste facto a correlação entre modos ainda é elevada (MAC=0,86). Na análise entre as configurações modais numéricas e experimentais é possível constatar que a ligação entre os meios tabuleiros é mais flexível na configuração experimental, o que indicia a existência de uma certa degradação do balastro nesta zona. No que respeita ao desvio entre as frequências experimentais e as numéricas é praticamente nulo, ou seja igual a 0,02 Hz.

Relativamente aos modos de vibração 2 e 3, ambos modos de torção, a semelhança entre os modos numéricos e os experimentais é muito significativa como revelam os valores elevados do parâmetro MAC, igual a 0,94 e 0,99 para o caso dos modos 2 e 3, respetivamente. Já no que respeita aos desvios dos valores das frequências numéricas e experimentais são iguais a 0,29 Hz (2,61%) e 0,73 Hz (5,41%) para o caso do modo 2 e 3, respetivamente.

Nos modos de vibração 4, 5 e 6 existe uma notória escassez de informação experimental para uma correta definição destes modos apesar das configurações modais serem semelhantes. Os valores dos parâmetros MAC são superiores a 0,75 para todos os modos, apresentando o valor mais alto para o caso do modo 5 (MAC=0,93). Os valores dos desvios das frequências numéricas e experimentais foram superiores aos verificados nos modos 1 a 3, apresentando valores iguais a 1,15 Hz (5,16%), 1,03 Hz (5,29%) e 0,76 Hz (3,09%) para os modos 4, 5 e 6, respetivamente.

Importa referir que os modos 4, 5 e 6 são respeitantes ao 2º modo de flexão vertical do tramo 2 e têm como única particularidade que os distingue a configuração modal dos tramos adjacentes, constatando-se que apesar dos resultados não serem muito díspares a informação experimental é notoriamente limitada.

Em resumo, os modos 1, 2 e 3 serão incluídos no processo de calibração do modelo numérico (Capítulo 6) ao invés dos modos 4, 5 e 6 que foram excluídos do processo de calibração em virtude da informação experimental ser limitada.

6. CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO NUMÉRICO DA PONTE DE ANTUÃ

6.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo visa apresentar e esclarecer os critérios e metodologias para a calibração do modelo numérico da ponte de Antuã. O processo de calibração do modelo foi baseado nos resultados obtidos por via experimental, frequências e modos de vibração, e envolveu quatro etapas distintas: seleção da técnica de emparelhamento dos modos de vibração, parametrização do problema de otimização, análise de sensibilidade e a otimização do modelo numérico.

Na secção 6.2 será descrita a justificação para a opção de o uso do critério energético de garantia modal, EMAC, como critério de emparelhamento dos modos de vibração em alternativa ao uso apenas do critério de garantia modal, MAC. Será também apresentada a definição dos *clusters* para a aplicação do parâmetro EMAC, incluindo a justificação para tal divisão da estrutura.

Na secção 6.3 serão descritos os parâmetros seleccionados para a otimização do modelo numérico, bem como os respetivos intervalos de variação assentados em regulamentação em vigor e em bibliografia de referência na área das pontes ferroviárias.

Na secção 6.4 será avaliada a influência de cada um dos parâmetros seleccionados do modelo numérico na resposta da ponte, baseada nos resultados obtidos experimentalmente e fundamentada numa análise de sensibilidade do tipo global.

Na secção 6.5 será descrito o processo de otimização da ponte e os resultados finais da otimização respetivamente. Por último na secção 6.6 apresenta-se a comparação de resultados entre os valores numéricos otimizados e os valores experimentais, nomeadamente ao nível das frequências naturais e dos modos de vibração.

6.2. CRITÉRIO DE EMPARELHAMENTO DE MODOS

6.2.1. PARÂMETRO MAC

Como referido na secção 4.4.1 o parâmetro MAC apesar de ser um ótimo parâmetro para avaliar a correlação entre modos numéricos e experimentais pode em certas situações conduzir a resultados errados. Estes erros são na maior parte das vezes resultado da informação experimental limitada que leva a um determinado modo experimental apresentar configurações semelhantes com vários modos numéricos.

Na Figura 6.1 apresenta-se a matriz de correlação entre os modos numéricos e experimentais com base no parâmetro MAC. A informação numérica foi obtida com base no modelo inicial descrito no Capítulo 5.

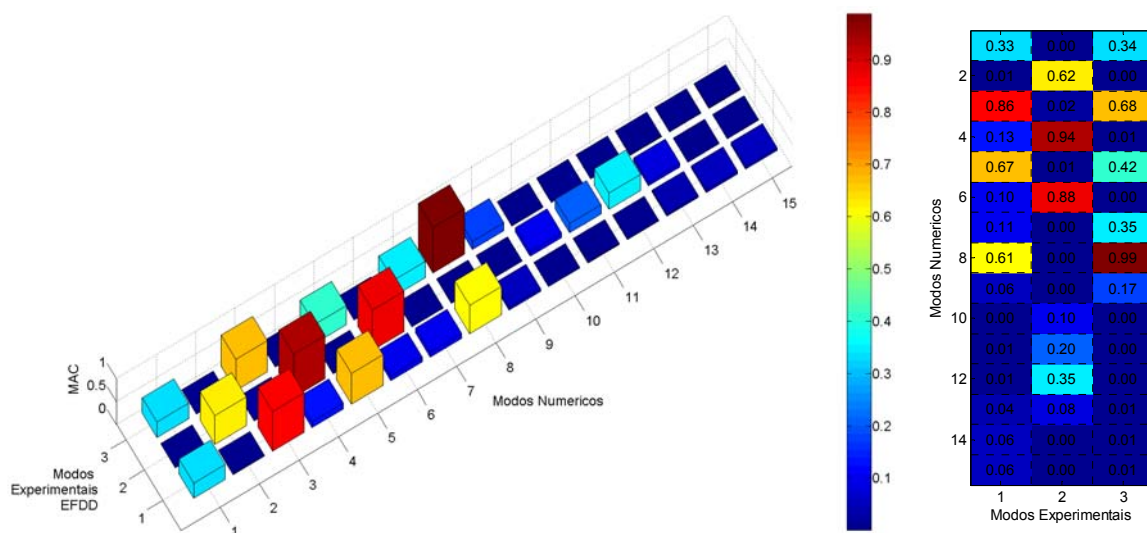


Figura 6.1 – Matriz dos coeficientes MAC entre os modos experimentais e os obtidos por via numérica (modelo inicial).

A análise da matriz dos coeficientes MAC mostra que existem vários modos numéricos com fortes correlações como o mesmo modo experimental, existindo por isso a possibilidade de ocorrer um emparelhamento incorreto no processo de otimização. Esta situação tende a ocorrer na maioria dos modos experimentais, como se descreve em seguida:

- i) O critério MAC emparelha o modo experimental 1 com o modo numérico 3 (MAC=0,86), no entanto os pares de modos 1/5 e 1/8 também apresentam uma forte correlação, com valores de MAC iguais a 0,67 e 0,61 respetivamente.
- ii) O modo experimental 2 emparelha o com o modo numérico 4 (MAC=0,94), no entanto o modo numérico 6 também apresenta uma forte correlação (MAC=0,88).
- iii) O modo experimental 3 emparelha o com o numérico modo 8 (MAC=0,99), não se verificando a existência de mais nenhum modo com uma correlação elevada.

Os resultados anteriores justificam-se por um lado, pela semelhança entre os modos numéricos devido às condições fronteira, continuidade conferida pela via-férrea e pela igualdade entre vãos existentes, e por outro, pela posição e número limitado de sensores utilizados no ensaio em vibração ambiental.

A título ilustrativo apresentam-se na Figura 6.2 as hipóteses de emparelhamento do modo experimental 2 com os tais modos numéricos distintos.

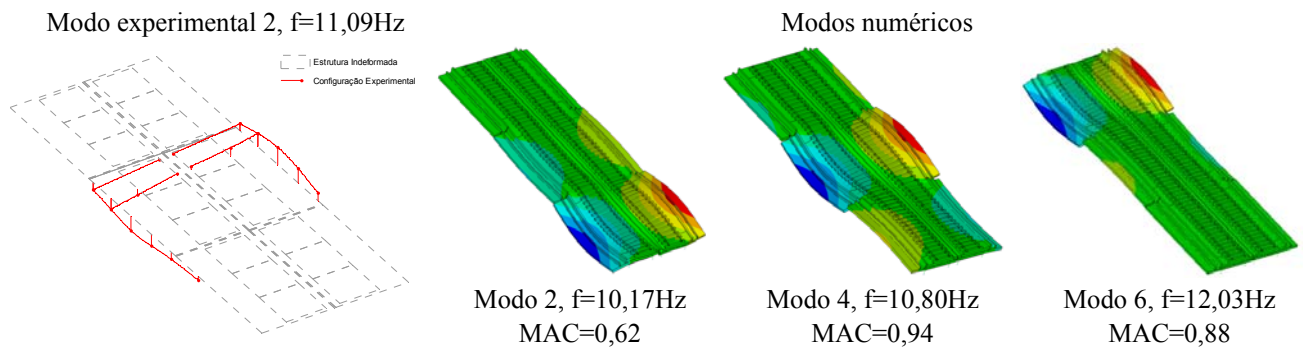


Figura 6.2 – Emparelhamento do modo experimental 2 com os modos numéricos antes da calibração.

Da observação da figura conclui-se que os modos numéricos 2 e 6 são específicos dos tramos 3 e 1, respetivamente, no entanto as suas deformadas modais induzem movimentos no tramo adjacente (tramo 2) de menor amplitude mas com uma configuração semelhante à do modo experimental. Aliado a esta particularidade o número reduzido de pontos de medição poderá não permitir a adequada identificação destes modos com base no parâmetro MAC. Conclui-se então face aos resultados obtidos a necessidade de utilizar um critério de emparelhamento mais estável que o parâmetro MAC de modo a garantir a estabilidade no processo de calibração.

Recorde-se que num processo de calibração a correspondência entre modos numéricos e experimentais está constantemente a ser alterada, pelo que qualquer erro no emparelhamento entre modos pode comprometer a procura da solução ótima.

6.2.2. PARÂMETRO EMAC

O uso do parâmetro EMAC permite colmatar algumas das limitações do parâmetro MAC minorando as possibilidades de um emparelhamento incorreto modos de vibração. A aplicação do parâmetro EMAC envolve a seleção adequada dos graus de liberdade (GL) que formam os *clusters* e o cálculo da energia de deformação modal relativa (MSE) associada a cada *cluster*.

O presente estudo incide na calibração do tramo 2 do modelo numérico da ponte e será realizada com base nos modos 1, 2 e 3 obtidos por via experimental. Por este motivo surge a necessidade de diferenciar a energia mobilizada nos GL do tramo 2 da ponte em relação à energia mobilizada nos GL nos tramos restantes. Por outro lado as configurações modais numéricas de carácter global apresentam sobretudo movimentos de translação, razão pela qual os movimentos de rotação não foram considerados na definição dos *clusters*.

Os graus de liberdade considerados na definição dos 4 *clusters* são os apresentados na Figura 6.3.

- *Cluster 1* - Tramo 1, GL de translação (u_x, u_y, u_z);
- *Cluster 2* - Tramo 2, GL de translação (u_x, u_y, u_z);
- *Cluster 3* - Tramo 2, GL de translação (u_x, u_y, u_z);
- *Cluster 4* - Restantes GL do modelo (rot_x, rot_y, rot_z).

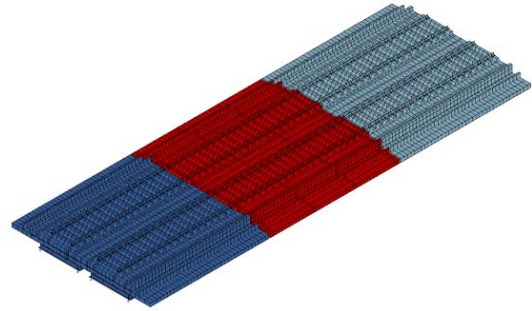


Figura 6.3 – Identificação dos *clusters* utilizados para o emparelhamento dos modos de vibração.

Note-se ainda que a não consideração dos modos experimentais 4, 5 e 6 evitou a consideração de *clusters* adicionais, por exemplo associados aos GL das consolas, uma vez que estes modos envolvem movimentos locais nestas zonas.

Na Figura 6.4 são apresentados os valores da energia de deformação modal relativa (Expressão (4.9)) para os 4 *clusters* considerando os primeiros 15 modos de vibração do modelo inicial. No gráfico as colunas correspondem aos modos numéricos com a indicação da energia de deformação relativa para cada um dos *clusters* escolhidos.

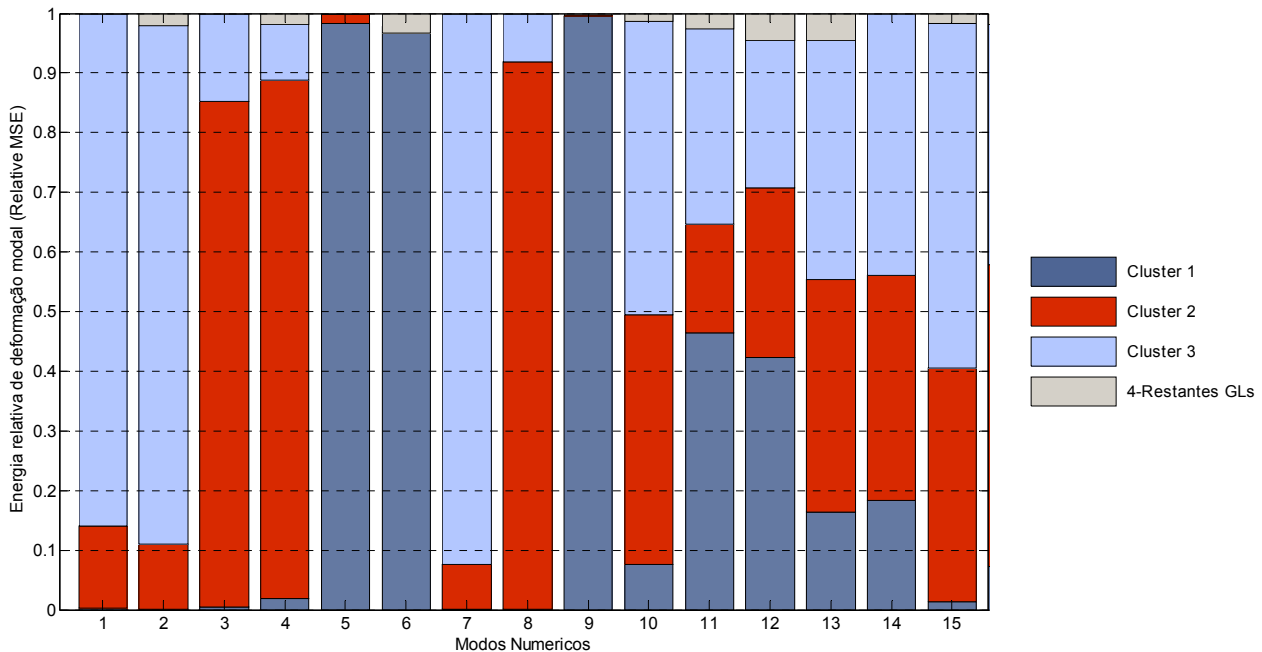


Figura 6.4 – Energia de deformação modal relativa (MSE) para os diferentes *clusters* e modos de vibração, obtidos com base no modelo numérico inicial.

Os resultados evidenciam o contributo da energia mobilizada pelo tramo 2 em cada um dos 15 modos do modelo numérico, sobretudo nos modos 3, 4 e 8. Estes modos dizem respeito a modos de carácter global, nomeadamente ao 1º modo de flexão vertical e ao 1º e 2º modo de torção, respetivamente.

Por outro lado os modos 13 e 14 são os 2º modos de flexão vertical dos tramos 2 e 3, como se comprova pelo contributo da energia de deformação mobilizada pelos *clusters* 2 e 3. Nestes modos a energia de deformação relativa dos tramos 2 e 3 é bastante semelhante o que dificultaria o correto emparelhamento dos modos experimentais 4, 5 e 6, corroborando as conclusões retiradas na secção 5.7 relativas à exclusão destes modos experimentais do processo de calibração do modelo.

Atendendo a que o presente estudo está direccionado para a identificação de modos do tramo 2 o emparelhamento dos modos de vibração foi realizado através da ponderação dos coeficientes MAC pela energia de deformação relativa apenas do *cluster* 2.

Na Figura 6.5 apresenta-se a correlação entre os modos numéricos e experimentais com base no parâmetro EMAC. A informação numérica refere-se ao modelo inicial descrito no Capítulo 5.

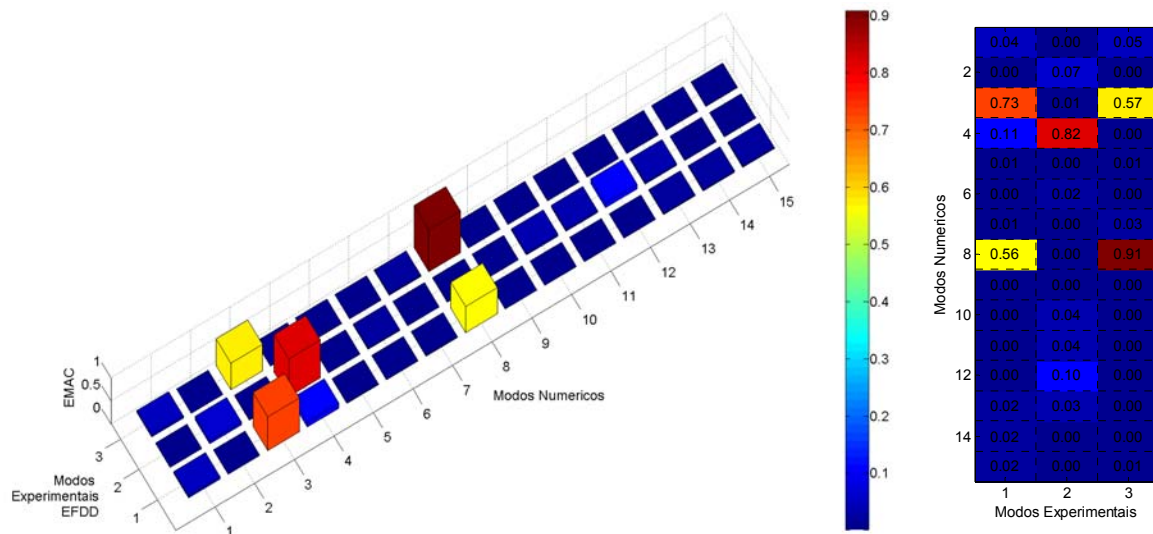


Figura 6.5 – Matriz dos coeficientes EMAC para os modos obtidos por via numérica (modelo inicial).

Através da figura constata-se que a aplicação do parâmetro EMAC corrobora os resultados obtidos através do parâmetro MAC para além de reduzir a existência de vários modos numéricos que anteriormente apresentavam fortes correlações com um dado modo experimental.

Com a aplicação deste critério, o modo experimental 2 deixou de ter múltiplas correlações de valor significativo com vários modos numéricos, existindo agora apenas única correlação com o modo numérico 4 (MAC=0,82). O critério EMAC possibilitou ainda emparelhar o modo experimental 1 com o modo numérico 3 (MAC=0,73) anulando as fortes correspondências com outros modos. O mesmo é constatado relativamente ao modo experimental 3 que apresenta uma forte correlação com o modo numérico 8 (MAC=0,91).

Importa ainda referir, que os modos experimentais 1 e 3 têm uma correlação alta com os mesmos pares de modos numéricos, ou seja, para o modo experimental 1, os pares 1/3 e 1/8, e para o modo experimental 3, os pares 3/3 e 3/8.

Este cenário é resultado do limitado número de sensores do ensaio e da sua localização, neste caso os movimentos das consolas são idênticos em ambos os modos (Figura 6.6) e por isso o sucesso do emparelhamento fica dependente das amplitudes modais nos restantes pontos ensaiados, que são em número reduzido dificultando a correta distinção entre modos. Contudo, ainda assim verifica-se que

através do parâmetro EMAC é assegurado e controlado o correto emparelhamento destes modos de vibração.

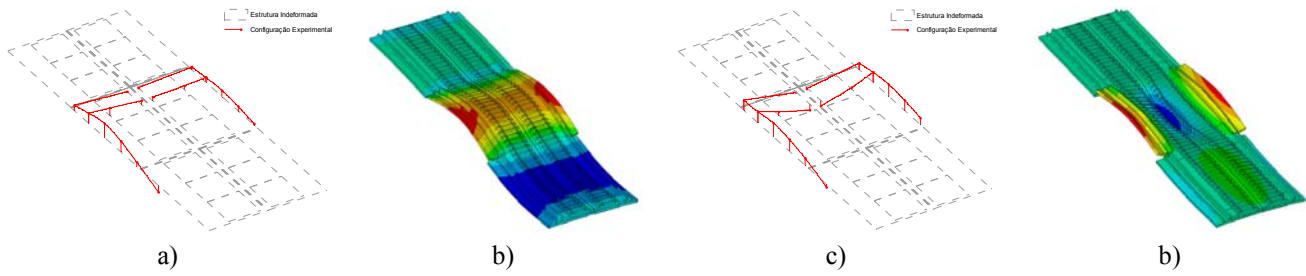


Figura 6.6 – Modos de vibração: a) Modo experimental 1; b) Modo numérico 3; c) Modo experimental 3; Modo numérico 8.

Conclui-se então que o uso do parâmetro EMAC, como critério de emparelhamento de modos de vibração é o indicado à estrutura em análise e que o número de *clusters* e respectivos graus de liberdade considerados é eficaz.

6.3. PARAMETRIZAÇÃO DO PROBLEMA

A parametrização do problema envolve a caracterização estatística dos parâmetros do modelo cuja sua variação influencia de forma significativa os parâmetros modais da estrutura. Aos parâmetros numéricos estão associados os erros e as incertezas associadas ao processo de criação do modelo numérico, onde geralmente correspondem às propriedades dos materiais, à geometria dos elementos do modelo, às condições de apoio, aos próprios parâmetros de modelação ou ainda às cargas atuantes no sistema (Zabel e Brehm, 2008).

Nesta secção apresentam-se os parâmetros numéricos que serão alvo de possível otimização, e que dividem em dois grupos: parâmetros de massa e parâmetros de rigidez.

Os intervalos de variação dos parâmetros assumem tipicamente distribuições normais, nos casos onde a regulamentação em vigor é omissa recorreu-se à bibliografia da especialidade definindo-se os intervalos de variação a partir de coeficientes de variação (*CV*), através da seguinte expressão:

$$\gamma_{Mi}^{\max, \min} = \gamma_{Mi} \pm 1,64 \times (CV \times \gamma_{Mi}) \quad (6.1)$$

onde $\gamma_{Mi}^{\max, \min}$ corresponde ao valor do limite inferior ou superior do parâmetro Mi , γ_{Mi} ao valor médio do parâmetro e *CV* ao coeficiente de variação.

Os valores dos restantes parâmetros numéricos não abordados nesta secção foram considerados como determinísticos no processo de calibração do modelo da ponte.

6.3.1. PARÂMETROS DE MASSA

O desvio entre a massa real da estrutura e a massa considerada no modelo numérico pode ser o resultado da variabilidade geométrica dos elementos estruturais (secções de aço e betão) e da variabilidade das massas volúmicas dos materiais (aço, betão e balastro).

No que respeita à variabilidade geométrica, esta não foi considerada como parâmetro de modelação pelo facto dos elementos estruturais da ponte serem pré-fabricados, existindo portanto nestas situações um elevado controlo de qualidade na fase de fabrico.

Relativamente à variabilidade das massas volúmicas apenas foi considerado como parâmetro de otimização a massa volúmica do betão, uma vez que o algoritmo de otimização é incapaz de distinguir onde está concentrada a massa, se no betão ou por exemplo no balastro. Nestas situações o algoritmo procura o cenário de distribuição de massa correspondente à menor diferença entre os parâmetros modais numéricos e experimentais, não havendo portanto a capacidade de aferir o valor ótimo da massa por material mas sim um valor ótimo da massa de ambos os materiais.

6.3.1.1. Massa volúmica do betão

De acordo com a EN 1991-1-1 (2009) o valor nominal da massa volúmica do betão armado (ρ_b) com uma percentagem corrente de aço é de 2548,4 kg/m³ (25 kN/m³). Estudos realizados pela JCSS (2001) referem que o coeficiente de variação da massa volúmica do betão assume o valor de 4 %, o que traduz um intervalo de variação com um limite inferior de 2381,2 kg/m³ e um limite superior 2715,6 kg/m³. A norma espanhola IAPFJ (2003) admite que o coeficiente de variação deste parâmetro não deve exceder 5 % no caso de pontes ferroviárias mistas aço-betão.

6.3.2. PARÂMETROS DE RIGIDEZ

O desvio entre a rigidez real da estrutura e a rigidez considerada no modelo numérico pode ser resultado de diversos fatores: variabilidade geométrica dos elementos estruturais, variabilidade das propriedades dos materiais, em particular os módulos de elasticidade (betão, aço e balastro) e a rigidez dos aparelhos de apoio.

6.3.2.1. Módulo de elasticidade do betão

O módulo de elasticidade do betão (E_b) foi estimado com base na metodologia preconizada na norma EN 1992-1-1 (2010) que relaciona a variação do módulo de elasticidade do betão com a idade, sendo determinado o valor médio de 40,62 GPa (secção 5.3.2) para uma secção homogeneizada em betão.

Segundo Wisniewski (2007) o módulo de elasticidade secante do betão apresenta um coeficiente de variação de 8 % e um módulo de elasticidade tangente de 12 %. Para o presente estudo foi considerado um coeficiente de variação de 12 % que corresponde a um limite inferior de 32,63 GPa e um limite superior de 48,61 GPa.

6.3.2.2. Módulo de elasticidade do aço

De acordo com a EN 1993-1-1 (2010), o valor médio para o módulo de elasticidade do aço (E_a) é de 210 GPa. O relatório do grupo de trabalho G776 da UIC (2007) refere valores médios do módulo de elasticidade do aço iguais a 200 GPa e 210 GPa, para os limites inferior e superior, respetivamente.

6.3.2.3. Módulo de elasticidade do balastro

O módulo de elasticidade do balastro (E_{bal}) foi admitido igual a 145 MPa, de acordo com Ribeiro (2012), no entanto como intervalo de variação desta propriedade face à bibliografia da área ser um pouco diversificada optou-se por considerar para o limite inferior o valor de 130 MPa (UIC 719R, 2008) e para o limite superior o valor de 208 MPa (Knothe and Wu, 1998).

Importa referir que nas zonas de ligação entre os meios tabuleiros da ponte, nas direções longitudinal e transversal, foram considerados três novos materiais para o balastro de forma a reproduzir o seu efeito de degradação (Figura 6.7). O módulo de elasticidade destes materiais ($E_{bal,long1}$, $E_{bal,long2}$ e $E_{bal,trans}$) é igual a 145 MPa, e os intervalos de variação situam-se entre 1 MPa e 145 MPa. O limite inferior de 1 MPa procura reproduzir uma ligação entre os meios tabuleiros, ou tabuleiros de diferentes tramos, totalmente degradada o que demonstra a preocupação de possibilitar que o algoritmo procure o valor que traduza a real degradação da camada de balastro sobre a ponte.

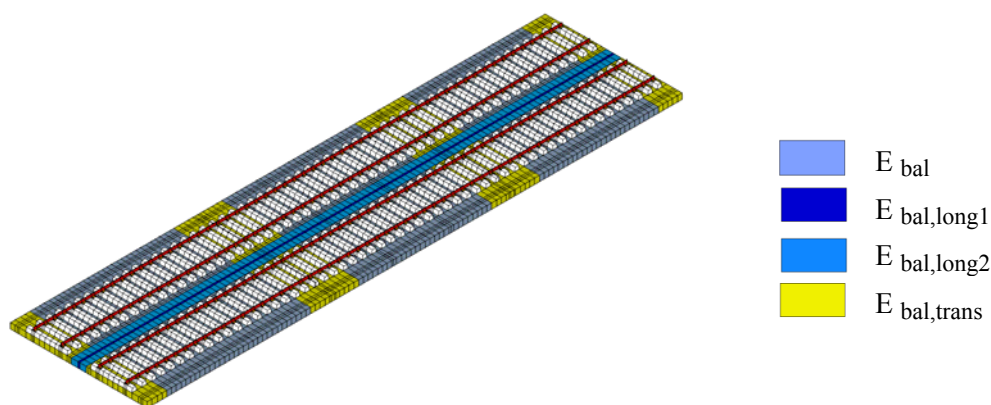


Figura 6.7 – Zonas de possível degradação do balastro.

6.3.2.4. Rigidez dos aparelhos de apoio

O valor médio da rigidez vertical dos aparelhos de apoio foi determinado através de dois modelos numéricos específicos (secção 5.3.4). Para o caso dos aparelhos de apoio fixos o valor determinado foi de 655,3 MN/m enquanto no caso dos apoios guiados o valor foi de 788,7 MN/m. Com a preocupação de minimizar o número de parâmetros de calibração apenas a rigidez vertical dos aparelhos de apoio guiados foi considerada como parâmetro de calibração, sendo que no caso dos aparelhos de apoio fixos a sua rigidez vertical foi determinada através da relação entre elas, ou seja 0,831.

Uma vez que a incerteza associada ao valor da rigidez do aparelho de apoio é difícil de determinar, estando muitas vezes dependente do seu estado de conservação procurou-se definir um intervalo de variação coerente do ponto de vista físico. Assim foi admitido um coeficiente de variação de 20% para a rigidez vertical dos aparelhos de apoio, correspondendo a um limite inferior de 530 MN/m e um limite superior de 1047,4 MN/m.

No que respeita à rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio guiados, importa referir que este tipo de apoio não restringe o movimento nesta direção, contudo decorrente do baixo nível de excitação que é mobilizado num ensaio de vibração ambiental poderão resultar algumas restrições na superfície de contacto do apoio, visto que apesar de lubrificado existe sempre algum atrito residual. Este facto pode

ser agravado se as condições de funcionamento do apoio já não corresponderem ao previsto em projeto, como por exemplo, uma possível perda de lubrificação no contacto entre as superfícies da guia de deslizamento e o pote, que impede o livre deslizamento da guia. Nestas circunstâncias, um aumento de rigidez no aparelho de apoio conduzirá ao aparecimento de um binário de forças resistentes entre a via e o apoio (Figura 6.8) que conduz ao aumento da rigidez à flexão do tabuleiro.

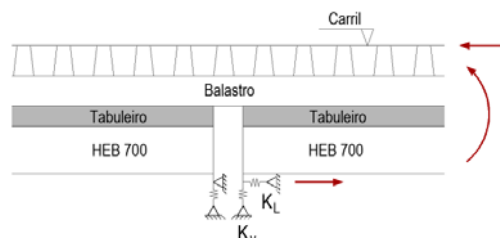


Figura 6.8 – Binário entre a via-férrea e o aparelho de apoio guiado, restringido na direção horizontal.

Tal como no caso anterior, o valor da rigidez longitudinal não é passível de determinação dada a incerteza na determinação de um intervalo de variação para este parâmetro que seja fisicamente verosímil. Assim foi considerado como limite inferior o valor de 0 MN/m, ou seja, não é mobilizada nenhuma força resistente na guia de deslizamento, e para o limite superior o valor de 100 MN/m.

Importa ainda referir que o intervalo de variação deste parâmetro foi refinado com base num complemento à análise de sensibilidade (secção 6.4) onde se concluiu que a consideração de um valor mais elevado para o intervalo superior da rigidez longitudinal no apoio, traduzia-se num aumento muito grande da frequência do 1º modo de flexão, com a particularidade da existência de uma inversão na ordem dos modos 1 e 2, ou seja, o 1º modo de torção passava a ter uma frequência mais baixa que o 1º modo de flexão vertical, o que face aos resultados experimentais não seria de todo o comportamento esperado para o modelo numérico.

6.4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE GLOBAL

Como referido na secção 4.5, a probabilidade do algoritmo genético encontrar a solução ótima do problema é tanto maior quanto menor o número de parâmetros envolvidos no problema de calibração.

Neste contexto foi realizada uma análise de sensibilidade global a anteceder a fase otimização, que possibilitou avaliar a influência da variação dos parâmetros numéricos nas respostas modais permitindo desta forma incluir ou não determinado parâmetro do processo de otimização.

No Quadro 6.1 são indicados os valores médios e respetivos intervalos de variação dos parâmetros numéricos selecionados para a análise de sensibilidade.

Quadro 6.1 – Caracterização dos parâmetros do modelo numérico.

Parâmetro -	Designação	Unidade	Valor médio	Limite	
				Inferior	Superior
ρ_b	Massa volúmica do betão	kg/m ³	2548,4	2381,2	2715,6
E_b	Módulo de elasticidade do betão	GPa	40,62	32,63	48,61
E_a	Módulo de elasticidade do aço	GPa	210	200	210
E_{bal}	Módulo de elasticidade do balastro	GPa	145	130	208
$E_{bal,long1}$	Módulo de elasticidade do balastro entre meios tabuleiros (zona interior)	GPa	145	1	145
$E_{bal,long2}$	Módulo de elasticidade do balastro entre meios tabuleiros (zona exterior)	GPa	145	1	145
$E_{bal,trans}$	Módulo de elasticidade do balastro nas zonas entre tramos	GPa	145	1	145
K_V	Rigidez vertical dos apoios guiados	MN/m	788,7	530	1047,39
K_L	Rigidez longitudinal dos apoios guiados	MN/m	0	0	100

Na Figura 6.9 são apresentados os resultados da análise de sensibilidade global através de uma matriz de coeficientes de correlação de Spearman entre os parâmetros numéricos (*inputs*) e as respostas (*outputs*) ou seja, entre as variáveis do modelo que se pretendem otimizar e as respetivas respostas modais, ou seja as frequências naturais e os modos de vibração. Note-se que este último termo de comparação contempla o parâmetro MAC entre os modos numéricos e os experimentais.

A análise de sensibilidade foi realizada através de uma técnica de amostragem estocástica baseada em 500 amostras geradas pelo método do Hipercubo Latino, de modo a que o intervalo de variação dos diversos parâmetros fosse adequadamente preenchido. Os coeficientes de correlação situados no intervalo [-0,30; 0,30] foram excluídos, considerando-se assim como parâmetros sensíveis, todos aqueles que apresentarem coeficientes de correlação superiores a 0,30 em valor absoluto.

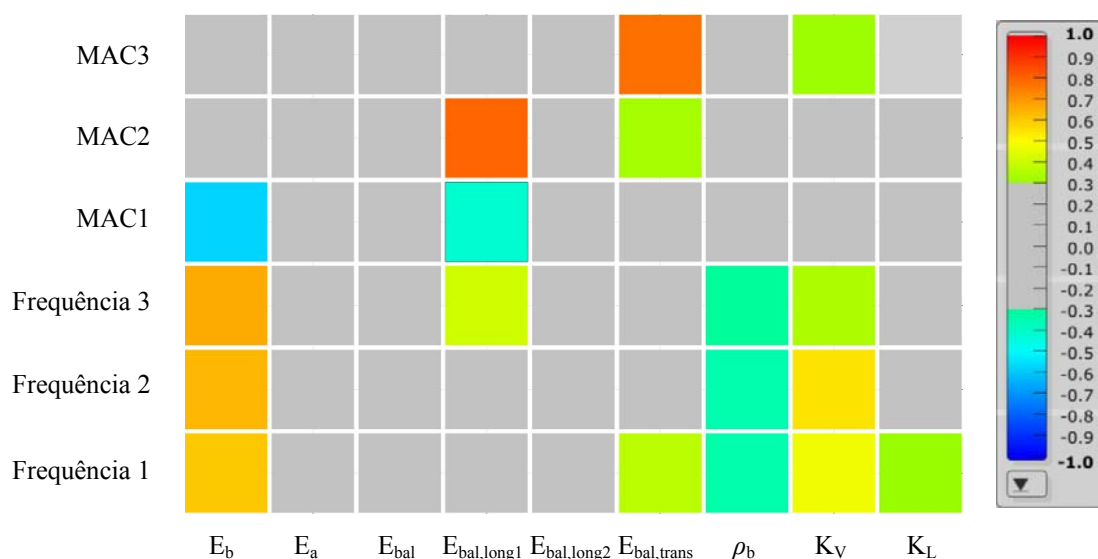


Figura 6.9 – Matriz de coeficientes de correlação de Spearman entre os parâmetros numéricos e as respostas.

Observa-se na Figura 6.9 a existência de 6 parâmetros cuja variação influenciam de forma significativa as respostas, nomeadamente: i) módulo de elasticidade do betão (E_b); ii) módulo de elasticidade do balastro na zona entre meios tabuleiros ($E_{bal,long1}$); iii) módulo de elasticidade do balastro na zona entre

tramos ($E_{bal,trans}$); iv) massa volúmica do betão (ρ_b); v) rigidez vertical dos apoios (K_v); vi) rigidez longitudinal dos apoios (K_L).

O módulo de elasticidade do betão (E_b) tem uma forte correlação com todas as frequências experimentais, apresentando um valor do coeficiente de correlação mais ou menos semelhante e na ordem dos 0,64 (Figura 6.10). A sua variação provoca uma diminuição ou um aumento generalizado das frequências de todos os modos de vibração na mesma ordem de grandeza, como pode ser verificado na Figura 6.10. Já no que se refere às configurações modais esta variável apenas tem impacto no modo de flexão vertical (modo 1).

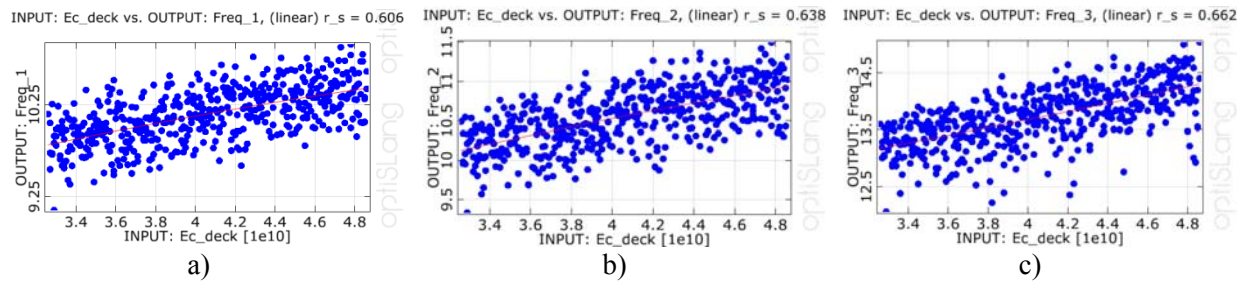


Figura 6.10 – Gráficos de Anthill - influência do módulo de elasticidade do betão nas respostas: a) frequência 1; b) frequência 2; c) frequência 3.

A variação do módulo de elasticidade do balastro (E_{bal}) e do módulo de elasticidade do aço (E_a) não teve nenhuma influência nas respostas modais, quer ao nível das frequências quer nas configurações modais.

O módulo de elasticidade do balastro na ligação longitudinal ($E_{bal,long1}$) tem uma forte correlação com a frequência do 2º modo de torção como seria expectável, e com as configurações modais dos modos 1 e 2 conforme ilustrado na Figura 6.11. Os resultados mostraram ainda que uma degradação significativa da ligação entre os meios tabuleiros traduziu-se apenas no decréscimo da frequência do modo 3 (2º modo de torção). Este é um aspeto importante para a calibração do modelo visto ser para o 2º modo de torção que existe a maior discrepância entre o valor experimental e numérico, e eventualmente condicionando todo o processo de otimização.

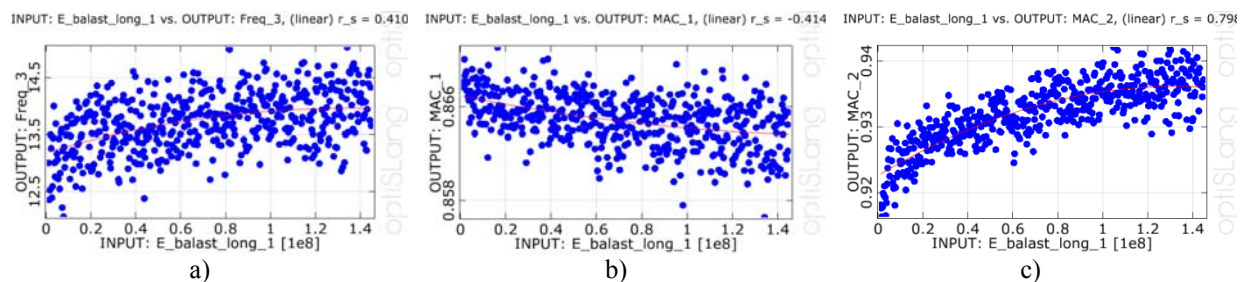


Figura 6.11 – Gráficos de Anthill - influência do módulo de elasticidade do balastro da ligação longitudinal ($E_{bal,long1}$) na resposta numérica: a) frequência 3; b) MAC1; c) MAC2.

O módulo de elasticidade do balastro na zona exterior da ligação longitudinal ($E_{bal,long2}$) não revelou ser uma variável sensível para a resposta da estrutura, o que indicia a existência de apenas uma degradação pontual do balastro na zona longitudinal entre meios tabuleiros, nomeadamente na zona definida para a variável $E_{bal,long1}$.

Relativamente ao módulo de elasticidade do balastro na ligação transversal entre tramos ($E_{bal,trans}$) foi constatada uma forte correlação com a frequência do modo 1, e com as configurações modais dos modos 2 e 3. Este facto é justificado pela diminuição da rigidez à flexão do tabuleiro com a degradação

da rigidez do balastro na ligação entre tramos da ponte, o que naturalmente provoca a diminuição da frequência do modo fundamental de flexão, permitindo assim um comportamento mais independente dos tramos da ponte. No que respeita aos parâmetros MAC, como o módulo de elasticidade do balastro está diretamente relacionado com a sua resistência ao corte, qualquer variação da rigidez da ligação influencia as configurações modais dos modos de torção (modos 2 e 3).

A massa volúmica do betão (ρ_b) como seria expectável tem uma forte correlação com todas as frequências experimentais, na medida que a massa está diretamente relacionada com a frequência, qualquer variação neste parâmetro é refletido num aumento ou diminuição dos valores das frequências.

Face aos resultados obtidos da análise de sensibilidade, conclui-se que uma diminuição da rigidez vertical dos aparelhos de apoio (K_v) provoca a diminuição de todas as frequências, sendo mais notória no caso da frequência do 1º modo de torção. A configuração modal do modo 3 é também afetada pela variação deste parâmetro.

Por último a rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio (K_L) tem uma forte correlação com a frequência do modo 1 (flexão vertical), como já foi mostrado na secção anterior.

Face aos intervalos definidos para cada um dos parâmetros, concluiu-se através da matriz de coeficientes de Spearman que o módulo de elasticidade do aço (E_a), o módulo de elasticidade do balastro (E_{bal}) e o módulo de elasticidade do balastro na zona exterior da ligação longitudinal ($E_{bal,long2}$) são parâmetros que não influenciam de forma significativa as respostas modais, e por isso foram excluídos do processo de otimização do modelo.

Na Figura 6.12 são apresentados os histogramas referentes à distribuição das amostras geradas na análise de sensibilidade, no que respeita aos valores das frequências naturais e parâmetros MAC. Os valores das frequências experimentais estão identificados a traço vermelho descontinuo.

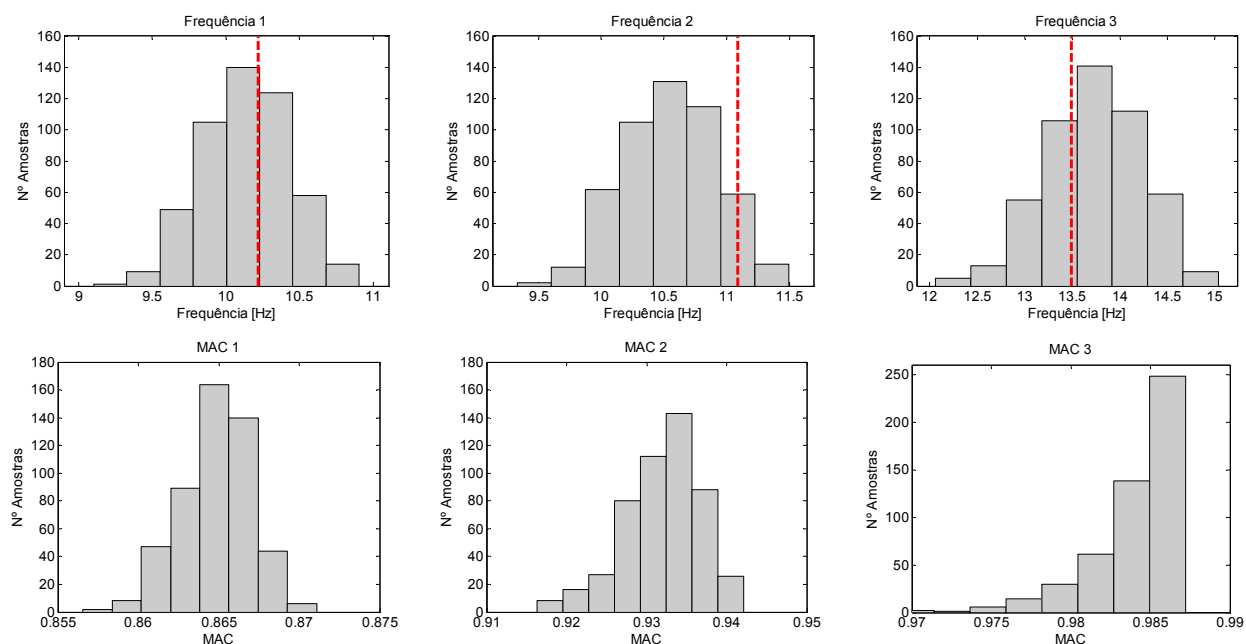


Figura 6.12 – Distribuição dos valores das frequências naturais e dos parâmetros MAC obtidos na análise de sensibilidade.

Observa-se na Figura 6.12 que as frequências experimentais de todos os modos estão dentro do intervalo de valores obtidos na análise de sensibilidade, no entanto o valor da frequência experimental do modo 2 (11,09 Hz) está um pouco desfasado do valor médio das amostras realizadas.

Relativamente ao parâmetro MAC é possível verificar que para o modo 1 os valores são da ordem dos 0,865, como resultado da configuração modal experimental apresentar uma deformada não simétrica entre os meios tabuleiros (secção 5.7), no entanto apesar deste facto os valores ainda são elevados. Para os restantes modos regista-se valores elevados do parâmetro MAC, iguais a 0,930 e 0,985 para os modos 2 e 3, respetivamente.

Nesta fase importa referir que, face aos valores obtidos na análise de sensibilidade, a possibilidade de se atingirem as frequências experimentais na fase de otimização é elevada, contudo o valor da frequência do modo 2 apresenta uma probabilidade menor de ser atingida.

A análise de sensibilidade permitiu assim identificar 6 parâmetros numéricos a incluir no processo de otimização, que se encontram resumidos no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Parâmetros selecionados para a fase de otimização do modelo numérico.

Parâmetro -	Designação	Unidade	Valor médio	Limite	
				Inferior	Superior
ρ_b	Massa volúmica do betão	kg/m ³	2548,4	2381,2	2715,6
E_b	Módulo de elasticidade do betão	GPa	40,62	32,63	48,61
$E_{bal,long1}$	Módulo de elasticidade do balastro entre meios tabuleiros (zona interior)	GPa	145	1	145
$E_{bal,trans}$	Módulo de elasticidade do balastro nas zonas entre tramos	GPa	145	70	145
K_V	Rigidez vertical dos apoios guiados	MN/m	788,7	530	1047,39
K_L	Rigidez longitudinal dos apoios guiados	MN/m	0	0	100

6.5. OTIMIZAÇÃO

A otimização do modelo envolveu 6 parâmetros numéricos e 6 respostas modais (3 frequências e 3 modos de vibração). A função objetivo (f) utilizada é constituída por duas parcelas, uma relativa aos resíduos das frequências de vibração entre os modos numéricos e experimentais, e outra relativa aos resíduos dos valores de correlação entre os modos numéricos e os experimentais avaliada através do parâmetro MAC. Os coeficientes de ponderação a e b foram considerados iguais à unidade.

$$f = a \sum_{i=1}^3 \frac{|f_i^{\text{exp}} - f_i^{\text{num}}|}{f_i^{\text{exp}}} + b \sum_{i=1}^3 |1 - \text{MAC}(\phi_i^{\text{exp}}, \phi_i^{\text{num}})| \quad (6.2)$$

Onde f_i^{num} corresponde à frequência de vibração do modo i e f_i^{exp} é a correspondente frequência experimental. $\text{MAC}(\phi_i^{\text{exp}}, \phi_i^{\text{num}})$ é o parâmetro MAC entre o vetor modal numérico e experimental do modo i .

Apesar do problema de otimização envolver a minimização dos resíduos de duas parcelas, não é geralmente abordado como um problema multiobjectivo mas sim como um problema de objetivo único.

Refira-se que algumas das conclusões retiradas nas secções anteriores, nomeadamente, o valor MAC do modo experimental 1 não ultrapassar 0,870 e o desvio entre o valor da frequência numérica e experimental do modo 3 ser percentualmente igual a 5,41%, condicionam por si só o processo evolutivo do algoritmo genético.

Nas situações em que uma das parcelas da função objetivo não será minimizada além de um determinado valor, caso do valor MAC do modo 1, os coeficientes de ponderação têm um papel determinante, pois possibilitam direccionar algoritmo em função dos resultados pretendidos. Neste contexto pode admitir-se um peso relativo maior ou menor a uma das parcelas da função objetivo, obrigando desta forma o algoritmo a colocar mais ênfase na parcela com prioridade no problema de otimização. Para o presente estudo, visto que não se pretendeu retirar o valor MAC do modo 1 no problema de otimização, assumiu-se que os coeficientes de ponderação seriam iguais a 1 garantindo-se a convergência e a veracidade dos resultados através da consideração de um número elevado de gerações para o algoritmo genético.

O algoritmo genético baseou-se numa população inicial constituída por 30 indivíduos, gerada aleatoriamente através do método do Hipercubo Latino. O critério de paragem considerado foi de 150 gerações avaliando-se a solução ótima ao fim de 4500 indivíduos. O número de elites e o número de indivíduos de substituição admitidos foram iguais a 1, com uma pressão na seleção de 90%. A taxa de cruzamento foi considerada igual a 50% e a taxa de mutação foi definida igual a 15% com um desvio-padrão variável ao longo da otimização, entre 0,10 e 0,01. Na Figura 6.13 apresenta-se a definição destes parâmetros no programa OptiSLang (2008).

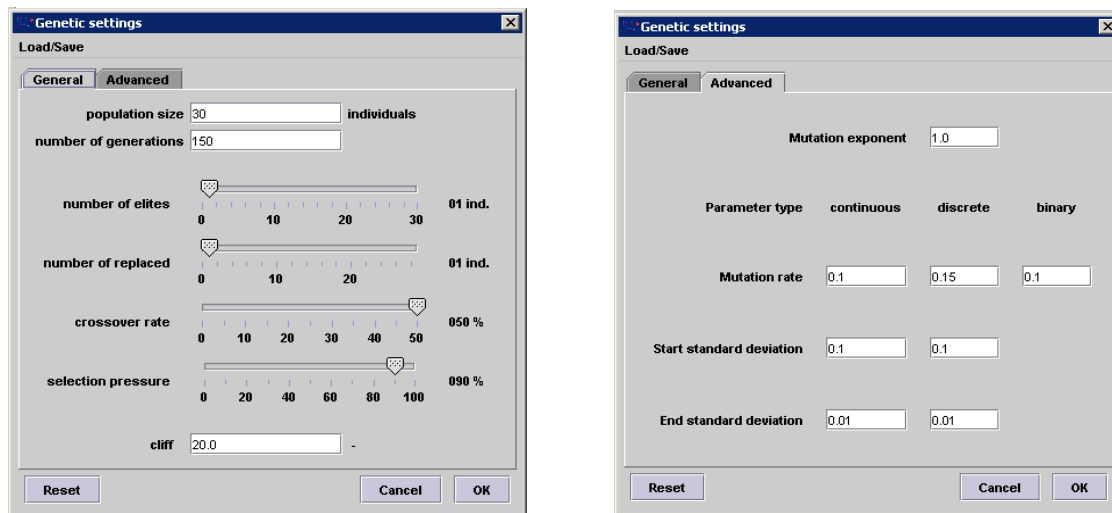


Figura 6.13 – Parâmetros do algoritmo genético.

Dada a natureza estocástica dos algoritmos genéticos, a obtenção de uma solução ótima fidedigna para o problema envolve geralmente a realização de várias análises. A partir da avaliação da semelhança entre as diversas soluções é possível determinar a robustez e estabilidade do algoritmo, e consequentemente avaliar se o objetivo do problema foi alcançado. No presente estudo foram realizados 4 casos de otimização (GA1 a GA4) nas mesmas condições iniciais.

O tempo despendido no cálculo de cada otimização rondou as 144 horas, num computador com 2 processadores, marca INTEL e modelo XEON E5430 a 2,67GHz, e uma memória RAM de 28 Gb.

Na Figura 6.14 são apresentados os resultados dos valores da função objetivo e os correspondentes valores parcelares dos resíduos das frequências e modos de vibração dos 4 casos de otimização. Para um melhor enquadramento dos resultados apresentam-se também os valores da função objetivo antes da otimização do modelo numérico.

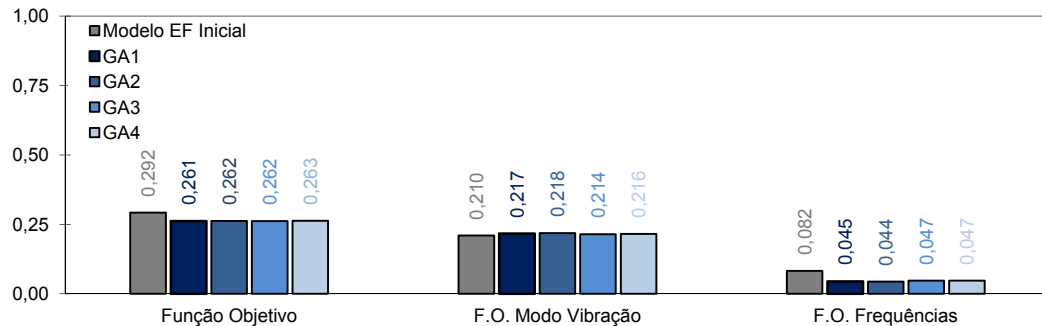


Figura 6.14 – Valores da função objetivo para os 4 casos de otimização (GA1 a GA4).

Os valores da função objetivo para os 4 casos de otimização são praticamente semelhantes e inferiores aos resultados do cenário inicial, demonstrando a estabilidade da otimização. O algoritmo genético minimizou os resíduos de ambas parcelas de cerca de 10,6 %, reduzindo o valor de 0,292 para 0,261 no caso mais favorável (GA1). Para este caso observa-se também que a parcela relativa aos modos de vibração aumentou ligeiramente (0,007, ou percentualmente igual 3,2%), no entanto o resíduo das frequências diminuiu com mais intensidade (0,035 ou 42,7%).

Refira-se que as ligeiras diferenças dos resultados dos resíduos da função objetivo para os 4 casos de otimização justificam-se pela natureza estocástica do algoritmo.

Na Figura 6.15 apresenta-se a evolução do valor da função objetivo com o processo de otimização para o caso do GA1 com os valores dos resíduos do melhor indivíduo (número 3486). O eixo das abcissas corresponde ao número de indivíduos e o das ordenadas ao valor da função objetivo.

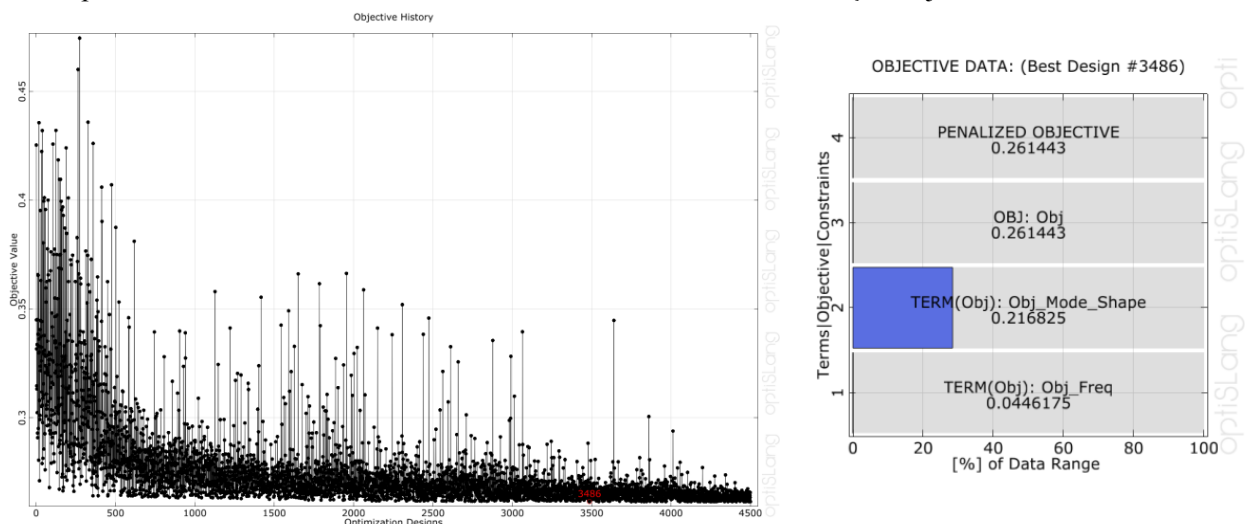


Figura 6.15 – Evolução do valor da função objetivo para o caso GA1.

Verifica-se na Figura 6.15 a robustez do algoritmo através da diminuição gradual do valor da função objetivo e pela tendência dos valores apresentarem uma menor variabilidade ao longo das gerações.

Pontualmente no decorrer do algoritmo identificam-se alguns indivíduos que apresentam valores elevados da função objetivo, relacionados provavelmente com um emparelhamento incorreto dos modos

de vibração numéricos e experimentais. No entanto, dado o carácter evolutivo do algoritmo, estes indivíduos tendem a ser eliminados não afetando a convergência global do problema. Acresce que o critério de emparelhamento dos modos de vibração selecionado mostrou-se eficaz no decorrer do processo de otimização.

Na Figura 6.16 estão representados os rácios dos valores de cada parâmetro do modelo em relação ao valor ótimo final, ao longo do processo de otimização e para o caso do GA1.

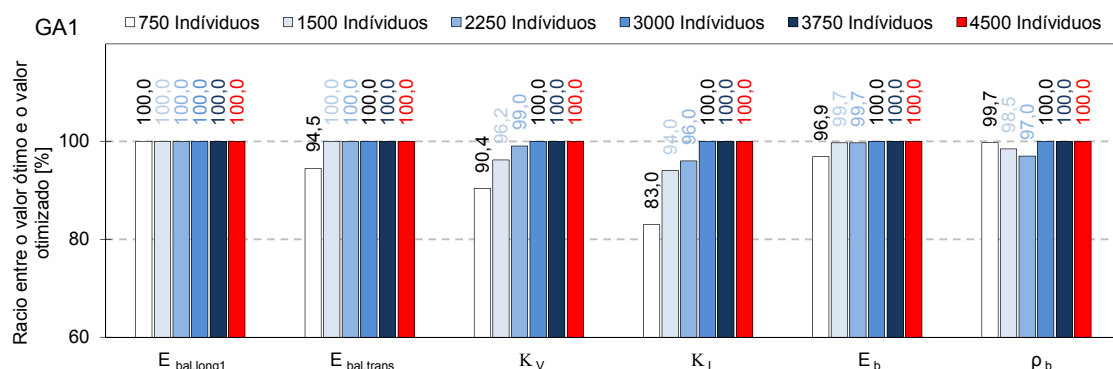


Figura 6.16 – Rácio entre o valor ótimo ao longo do algoritmo e o valor final otimizado para o caso de otimização GA1.

A figura permite constatar que os valores do módulo de elasticidade do balastro na ligação longitudinal, o módulo de elasticidade do balastro na ligação transversal entre tramos e o módulo de elasticidade do betão apresentam uma melhor convergência comparativamente às rigidezes vertical e longitudinal dos apoios, bem como a massa volúmica do betão. Este facto demonstra que os parâmetros mais sensíveis do modelo numérico tendem a estabilizar mais rapidamente, contrariamente aos parâmetros menos sensíveis, cuja estimativa está associada uma maior incerteza e tendem a estabilizar mais lentamente.

Refira-se ainda que o número de gerações necessárias para se atingir a solução ótima é uma característica única de cada problema, variando com o número de parâmetros de calibração e respostas e ainda mediante a sensibilidade que as respostas têm em relação aos parâmetros envolvidos no processo. Por observação da Figura 6.16 conclui-se que o número de indivíduos adotado foi elevado, podendo ser obtidos os mesmos resultados apenas com a consideração de 3000 indivíduos, ou seja, 100 gerações.

No Quadro 6.3 são apresentados os valores de cada parâmetro do modelo para os 4 casos de otimização.

Quadro 6.3 – Valores dos parâmetros numéricos para os 4 casos de otimização.

Parâmetro	Unidade	Valor inicial	GA1	GA2	GA3	GA4
$E_{bal,long1}$	GPa	145	9,73	7,60	16,34	13,33
$E_{bal,trans}$	GPa	145	136,2	140,2	140,0	137,9
K_v	MN/m	788,7	1047	1047	1047	1047
K_L	MN/m	0	20	40	50	50
E_b	GPa	40,62	33,80	34,70	33,90	35,60
ρ_b	Kg/m ³	2548,4	2452,1	2443,6	2509,4	2519,4

O Quadro 6.3 permite constatar que os valores alcançados de cada parâmetro nos 4 casos de otimização são da mesma ordem de grandeza o que revela mais uma vez a grande estabilidade do algoritmo. Apesar dos resultados estarem todos muito próximos existem alguns ligeiros desvios devidos à natureza estocástica deste tipo de algoritmo.

Na Figura 6.17 são apresentados os rácios dos valores de cada parâmetro do modelo em relação aos limites indicados no Quadro 6.2, para os casos de otimização GA1 a GA4. Também são apresentados entre parêntesis os valores otimizados dos parâmetros numéricos. Os resultados demonstraram que os parâmetros mais sensíveis do modelo apresentam variações geralmente inferiores a 10%, enquanto os parâmetros menos sensíveis apresentam variações inferiores a 25%.

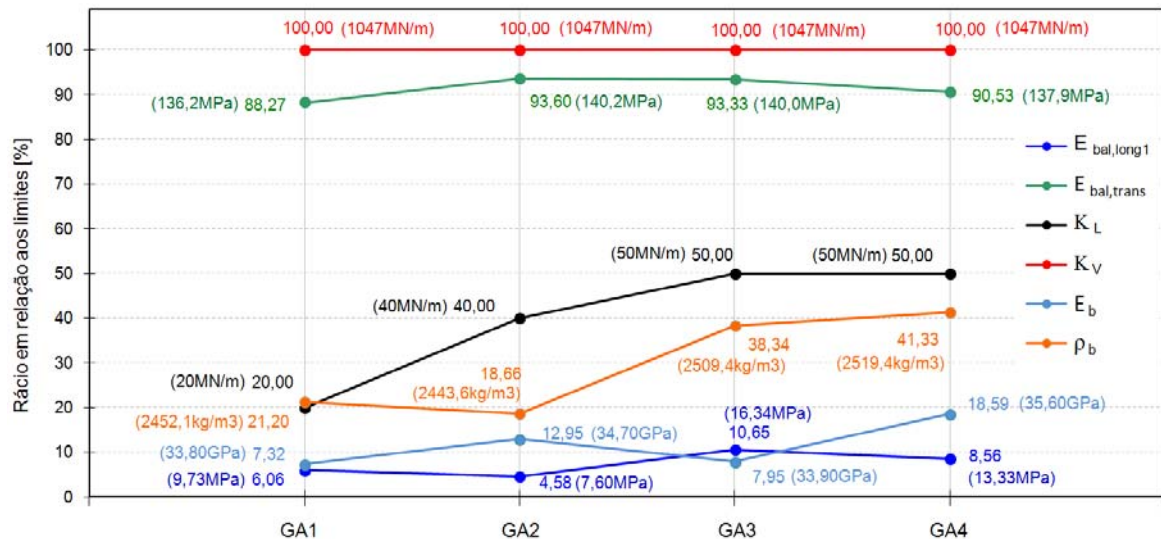


Figura 6.17 – Valores dos parâmetros numéricos obtidos para os casos de otimização GA1 a GA4.

Constata-se que o módulo de elasticidade do balastro na ligação longitudinal entre meios tabuleiros ($E_{bal,long1}$) está muito próximo do valor do limite inferior definido para este parâmetro, demonstrando, como já se tinha previsto, que a ligação longitudinal entre meios tabuleiros está muito degradada, com cerca de 94% do valor inicial. Este resultado poderá justificar-se pelos movimentos induzidos sob ação do tráfego ferroviário que conduziu à degradação desta ligação, reduzindo o efeito de interação entre os meios tabuleiros.

No que se refere ao módulo de elasticidade do balastro na ligação transversal entre tramos ($E_{bal,trans}$), os valores ótimos situam-se entre os 88 % e 94 % dos limites considerados, ou seja cerca de 6% a 12% do valor admitido para as restantes zonas do balastro (145 MPa), o que demonstra a existência de alguma degradação nestas zonas localizadas da ponte.

Relativamente ao módulo de elasticidade do betão (E_b), os valores obtidos variaram entre 33,8 GPa e 35,6 GPa, correspondendo a cerca de 6,1% e 18,6% dos valores admitidos para os limites deste parâmetro. Este resultado demonstra que o módulo de elasticidade do betão está abaixo do assumido no modelo inicial. Para este facto muito contribuiu a falta de informação do projeto da ponte em relação à classe de resistência do betão dos elementos pré-fabricados. Assim a classe de resistência real da laje pré-fabricada do tabuleiro, inicialmente considerada como C45/55, corresponderá agora a uma classe C30/37 de acordo com a metodologia preconizada na EN 1992-1-1 (2010).

No que respeita à massa volúmica do betão (ρ_b), as estimativas apresentam uma variação um pouco superior, na ordem dos 23%. Esta variação revela a sua reduzida correlação com as respostas, bem como o seu idêntico contributo para as frequências de vibração em estudo, como ficou demonstrado na análise de sensibilidade (Figura 6.9).

Em termos da rigidez vertical dos aparelhos de apoio (K_V), os valores obtidos não variaram, apresentando todos os casos de otimização o valor de 1047,3 MN/m, correspondendo este valor ao limite máximo admitido para este parâmetro.

Neste caso, face à diferença existente entre a frequência experimental e numérica do modo 3, o algoritmo tendeu a diminuir o módulo de elasticidade do balastro na ligação longitudinal ($E_{bal,long1}$), baixando por consequência todas as frequências dos modos de interesse. Contudo, as frequências dos modos 1 e 2 ficaram notoriamente abaixo dos valores experimentais, justificando assim o aumento do valor de (K_V) e o atingir do seu limite máximo, de forma a aproximar-se dos resultados obtidos por via experimental. Conclui-se então, que o comportamento dos aparelhos de apoio existentes é distinto do previsto no modelo numérico inicial, visto a sua rigidez vertical estar cerca de 25% acima do valor admitido. Note-se que este facto poderá estar relacionado com o envelhecimento e degradação do apoio que traduz-se geralmente num aumento da sua rigidez. Acresce que degradação dos apoios poderá ser resultado da acção de intempéries como as cheias ou o contacto directo com a água do rio.

É de relevar que em virtude dos valores de (K_V) serem iguais a 100%, para as 4 otimizações, o intervalo superior de variação deste parâmetro poderia ser modificado, no entanto em função do elevado esforço computacional deste tipo de algoritmo optou-se não se modificar o intervalo e avaliar este valor na fase da validação experimental do modelo numérico.

Por último, os resultados obtidos da rigidez longitudinal dos apoios (K_L), variaram entre 20 MN/m e 50MN/m, correspondendo a 20% e 50% dos valores admitidos para os limites deste parâmetro. Esta variação revela a sua reduzida correlação com as respostas, que apenas contribui para a frequência do modo 1 (flexão vertical) como tinha sido demonstrado na secção 6.3.2.4. Como referido, a este parâmetro está associada alguma incerteza face ao comportamento do apoio a solicitações de baixa intensidade, como é o caso das acções ambientais, aliada ao estado de possível degradação da superfície de contato da guia de deslizamento com o pote em aço.

Na Figura 6.18 são apresentados os resultados dos melhores indivíduos para os 4 casos de otimização, no que respeita às frequências de vibração e valores de MAC.

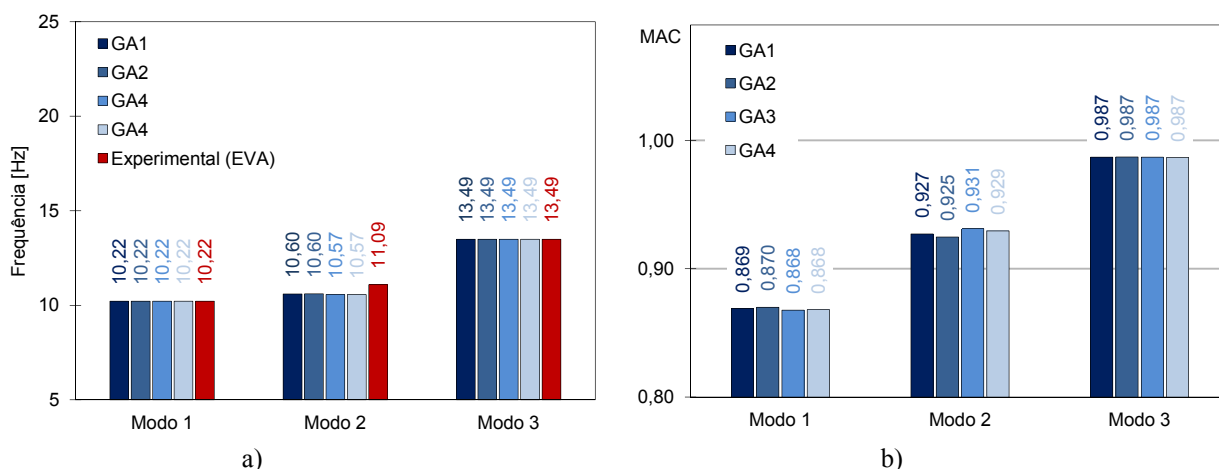


Figura 6.18 – Resultados dos 4 casos de otimização: a) frequências de vibração; b) valores MAC.

Constata-se mais uma vez através da Figura 6.18 a grande estabilidade do algoritmo genético como demonstra a semelhança evidente dos valores alcançados nos 4 casos de otimização, quer ao nível das frequências de vibração quer nas configurações modais avaliadas através do parâmetro MAC.

Na Figura 6.19 são apresentados os desvios das frequências obtidas para os 4 casos de otimização (GA1 a GA4) em relação ao valor médio das frequências experimentais.

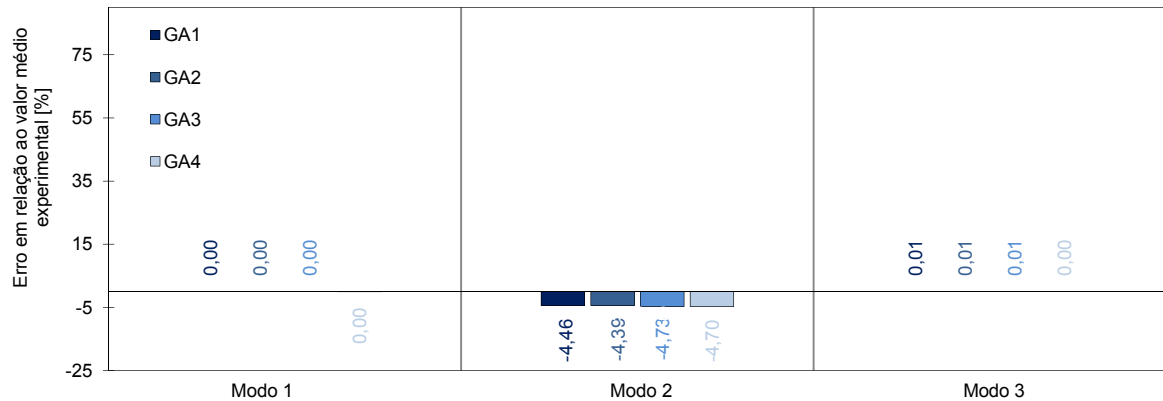


Figura 6.19 – Desvios das frequências de vibração obtidas nos 4 casos de otimização (GA1 a GA4) em relação ao valor médio das frequências experimentais.

Constata-se que o desvio entre os valores das frequências numéricas e experimentais do modo 1 e modo 3 são praticamente inexistentes, com cerca de 0,00% e 0,01%, respetivamente. Relativamente ao modo 2 os resultados não foram tão satisfatórios, no entanto com desvios manifestamente baixos situados no intervalo entre 4,39% e 4,73%.

6.6. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS ANTES E APÓS A CALIBRAÇÃO

Na Figura 6.16 são apresentados os resultados obtidos antes e após a calibração do modelo numérico, no que respeita às frequências de vibração e valores MAC. Os resultados após a calibração são referentes ao caso que apresentou o menor resíduo da função objetivo, ou seja, o caso GA1. Para uma melhor ilustração dos resultados obtidos, para o caso das frequências, apresentam-se os valores obtidos por via experimental.

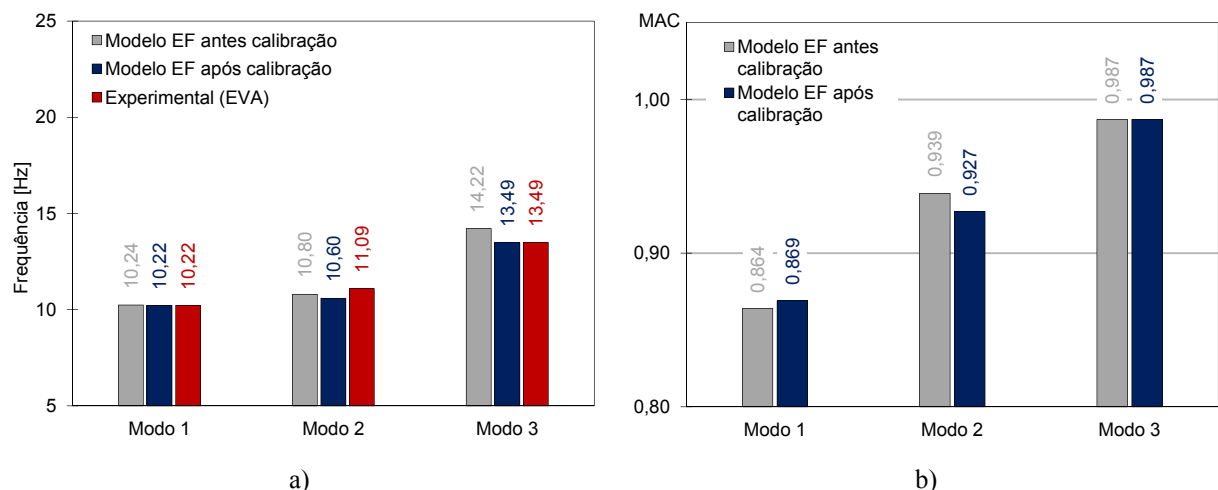


Figura 6.20 – Resultados antes e após a calibração: a) frequências de vibração; b) valores MAC.

Na Figura 6.21 são apresentados os desvios das frequências do modelo numérico antes e após a calibração em relação ao valor médio das frequências experimentais

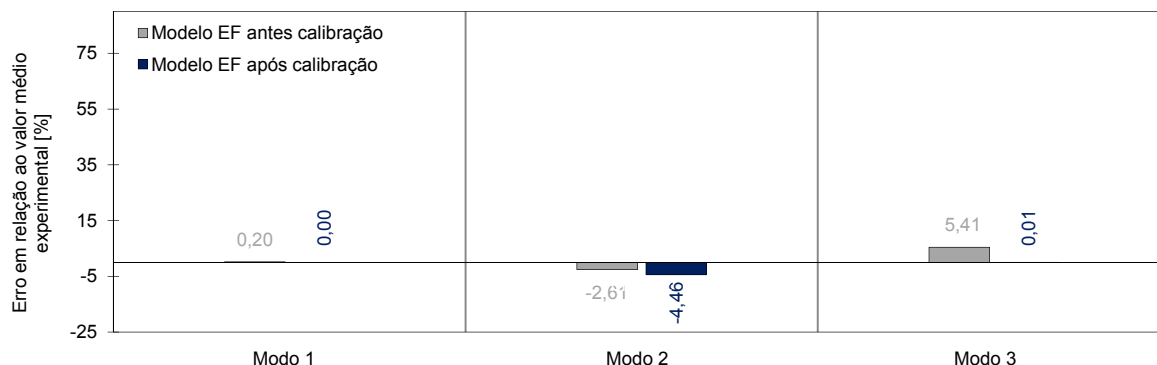


Figura 6.21 – Desvio das frequências em relação ao valor médio das frequências experimentais.

Da análise da Figura 6.20 e da Figura 6.21 é possível verificar melhorias face aos resultados iniciais, ainda que nestes últimos os desvios face aos resultados experimentais já se encontravam bastante reduzidos. O erro médio das frequências passou de 2,74% antes da calibração para 1,66% após a calibração, devendo-se essencialmente à redução do erro associado à frequência do modo 3.

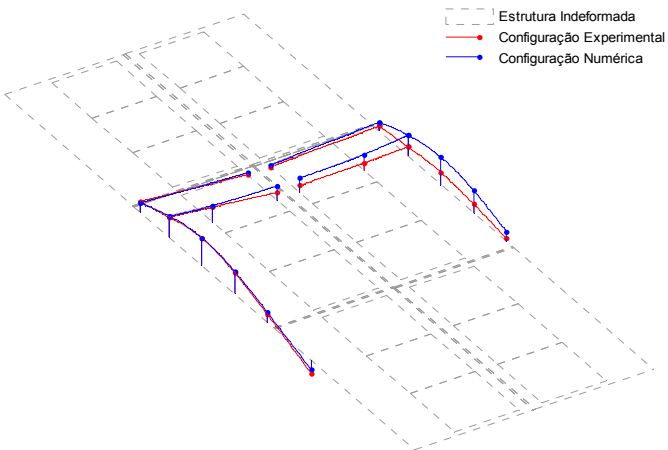
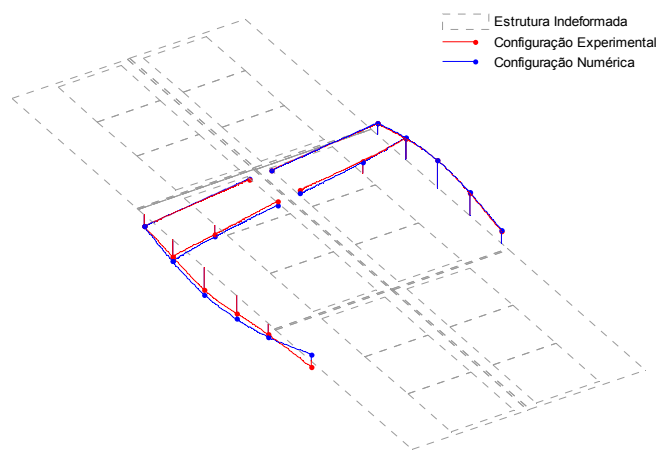
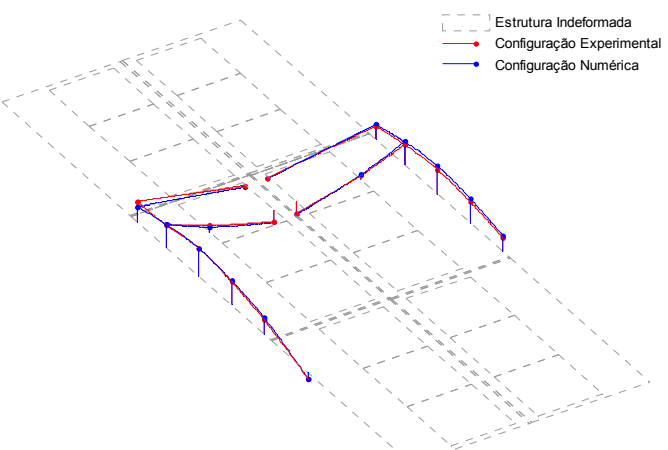
No que se refere ao modo 1, a frequência passou de 10,24 Hz antes da calibração para 10,22 Hz após a calibração, igualando o valor experimental. O valor MAC manteve praticamente o mesmo valor, passando de 0,864 antes da calibração para 0,869 após a calibração.

Relativamente ao modo 2, a frequência passou de 10,80 Hz antes da calibração para 10,60 Hz após a calibração, aumentando o desvio relativamente ao valor experimental em 1,85%. O valor MAC também foi afetado desfavoravelmente na otimização, passando de 0,939 antes da calibração para 0,927 após a calibração. Constatase que este modo foi indiretamente afetado no processo de otimização, pela necessidade do algoritmo em baixar a frequência 3, o que levou à redução de forma generalizada, ainda que com menos intensidade, das frequências dos restantes modos (1 e 2).

No que se refere ao modo 3, a frequência passou de 14,22 Hz antes da calibração para 13,49 Hz após a calibração, anulando totalmente o desvio inicial existente de 5,41%. Relativamente ao valor do parâmetro MAC, este não foi afetado, apresentando uma correlação muito elevada com o valor de 0,987.

No Quadro 6.4 apresenta-se a comparação das configurações modais do tramo 2 da ponte obtidas por via experimental e numérica após a calibração.

Quadro 6.4 – Comparação de resultados numéricos e experimentais após a calibração.

Modo	$f_{\text{experimental}}$ (Hz)	$f_{\text{numérica}}$ (Hz)	Δ_f (%)	MAC	Configurações modais
1	10,22	10,22	0,00	0.869	
2	11,09	10,60	4,46	0.927	
3	13,49	13,49	0,01	0.987	

O presente estudo incidiu na calibração do modelo numérico com base nos 3 primeiros modos experimentais. Contudo de forma a verificar a consistência do modelo calibrado foi avaliado o seu desempenho em relação aos modos de vibração excluídos da otimização, ou seja, os modos 4, 5 e 6.

Na Figura 6.22 apresentam-se os resultados antes e após a calibração para os modos experimentais 4, 5 e 6. São ainda apresentados os desvios das frequências numéricas em relação ao valor médio das frequências experimentais (Figura 6.23).

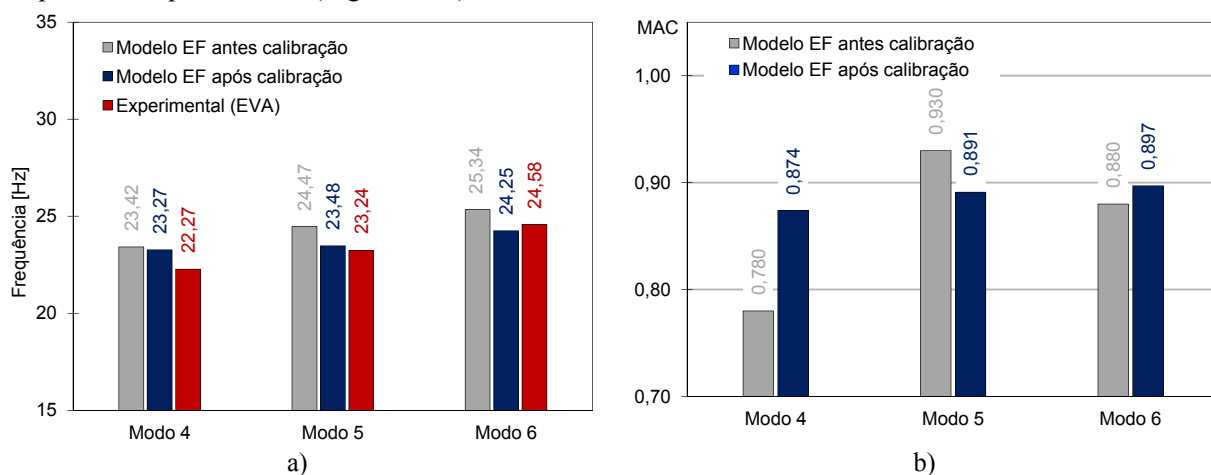


Figura 6.22 – Resultados antes e após a calibração, modos 4, 5 e 6 experimentais: a) frequências de vibração; b) valores MAC.

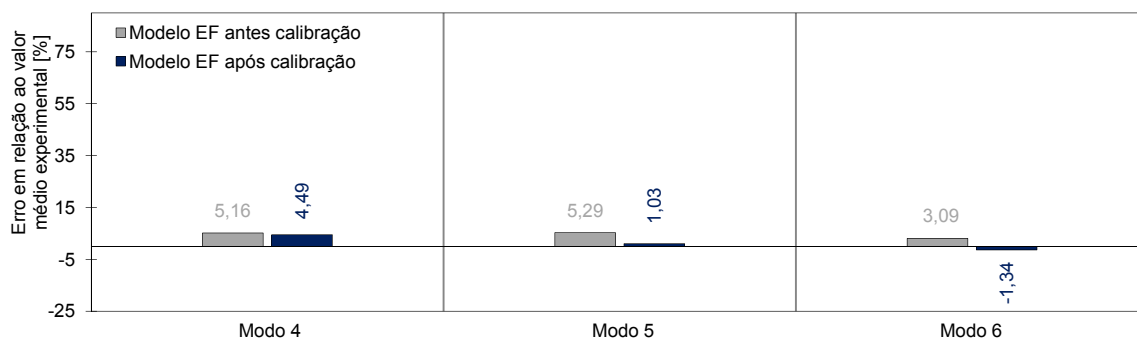


Figura 6.23 – Desvio das frequências em relação ao valor médio das frequências experimentais, modos 4, 5 e 6.

Da análise das Figura 6.22 e Figura 6.23 verifica-se que apesar do processo de calibração não ter incidido nestes modos, o modelo otimizado revela um elevado desempenho na reprodução desta informação experimental. O erro médio das frequências destes modos passou de 4,51% antes da calibração para 2,29% após a calibração, sobretudo devido à redução do erro associado às frequências dos modos 5 e 6.

No que respeita ao modo 4, a frequência passou de 23,47 Hz antes da calibração para 23,27 Hz após a calibração, diminuindo desta forma o desvio em relação ao valor experimental de 5,16% para 4,49%. O valor MAC apresentou uma melhoria significativa, passando de 0,780 antes da calibração para 0,874 após a calibração.

No que se refere ao modo 5, a melhoria do valor da frequência foi mais acentuada, passando de 24,47Hz antes da calibração para 23,48 Hz após a calibração, desviando-se apenas 1,03% do valor experimental. Já o parâmetro MAC foi afetado desfavoravelmente, passando de 0,930 antes da calibração para 0,891 após a calibração.

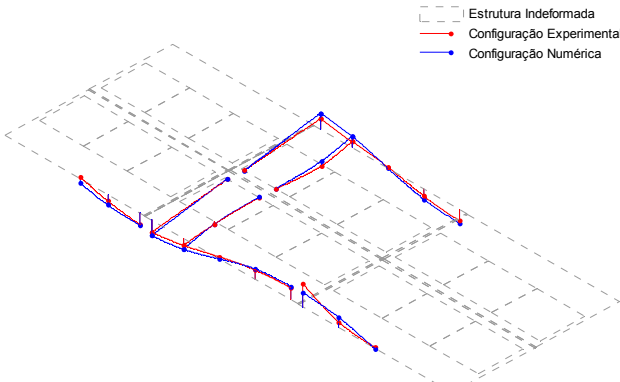
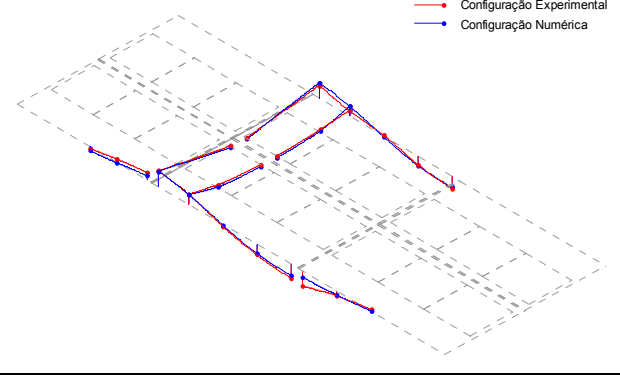
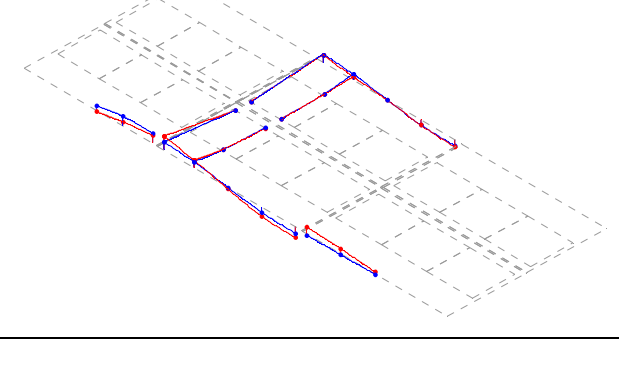
Por último, o modo 6 apresentou melhorias tanto ao nível da frequência como da configuração modal. A frequência passou de 25,34 Hz antes da calibração para 24,25 Hz após a calibração, exibindo um desvio

face ao valor experimental de 1,34%. O parâmetro MAC também foi afetado favoravelmente, na medida em que passou de 0,880 antes da calibração para 0,897 após a calibração.

Como referido, todos estes modos são relativos ao 2º modo de flexão vertical do tramo 2 da ponte, tendo como única particularidade, que os distingue, a configuração modal dos tramos adjacentes. Contudo apesar da informação experimental ser limitada nos tramos 1 e 3 da ponte, os resultados após a calibração são notoriamente satisfatórios, revelando uma vez mais a consistência dos resultados obtidos no processo de calibração do modelo numérico.

No Quadro 6.5 apresenta-se a comparação das configurações modais do tramo 2 da ponte obtidas por via experimental e numérica após a calibração, para os modos experimentais 4, 5 e 6.

Quadro 6.5 – Comparação de resultados após a calibração do modelo numérico, modos 4, 5 e 6.

Modo	$f_{\text{experimental}}$ (Hz)	$f_{\text{numérica}}$ (Hz)	Δ_f (%)	MAC	Configurações modais
4	22,27	23,27	4,49	0.874	
5	23,24	23,48	1,03	0.891	
6	24,58	24,25	1,34	0.897	

7. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO NUMÉRICO DA PONTE DE ANTUÃ

7.1. INTRODUÇÃO

A validação experimental do modelo numérico da ponte de Antuã consistiu na comparação das respostas dinâmicas obtidas por via experimental e as respostas dinâmicas obtidas a partir do modelo numérico calibrado.

As respostas dinâmicas obtidas por via experimental foram resultado de um ensaio dinâmico sob ação do tráfego que permitiu avaliar as respostas dinâmicas em termos de acelerações e deslocamentos em 3 pontos da estrutura. A secção 7.2 destina-se a apresentar a metodologia do ensaio e os equipamentos utilizados, bem como a discussão dos resultados obtidos. Refira-se ainda que no presente capítulo apenas são apresentados os resultados das respostas dinâmicas medidas na ponte para a passagem do comboio Alfa Pendular, os restantes comboios, Intercidades e Suburbano, serão apresentados no AnexoII.

A secção 7.3 reserva-se à determinação dos coeficientes de amortecimento modais da ponte, para o efeito é descrita a estimativa através da metodologia do método do decremento logarítmico e a metodologia da norma EN1991-2 (2003). É discutida também a comparação dos resultados obtidos através destas duas metodologias e também os resultados estimados através do método EFDD.

A secção 7.4 destina-se à validação experimental do modelo numérico no que respeita à resposta dinâmica em deslocamentos e acelerações. Relativamente aos deslocamentos é realizada uma comparação da resposta dinâmica entre os resultados obtidos por via experimental e os do modelo numérico antes e após a calibração em 2 pontos da estrutura, nomeadamente, junto ao apoio e na viga longitudinal do tabuleiro a 1/3 do vão. No que se refere a acelerações é apresentada a comparação da resposta dinâmica entre os resultados obtidos por via experimental e os do modelo numérico calibrado na viga do tabuleiro, avaliando-se a influência do modelo numérico (antes e após a calibração), a influência dos coeficientes de amortecimento e a influência da metodologia de análise dinâmica, ou seja, considerando ou não o efeito da interação ponte-comboio.

7.2. ENSAIO DINÂMICO SOB AÇÃO DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO

O ensaio dinâmico sob ação de tráfego ferroviário teve como objetivo a avaliação da resposta dinâmica do tramo 2 da ponte na via ascendente, em termos de deslocamentos e acelerações em 3 pontos de medida sob o tabuleiro.

Na Figura 7.1 apresentam-se os pontos instrumentados no decorrer do ensaio bem como as respectivas grandezas medidas.

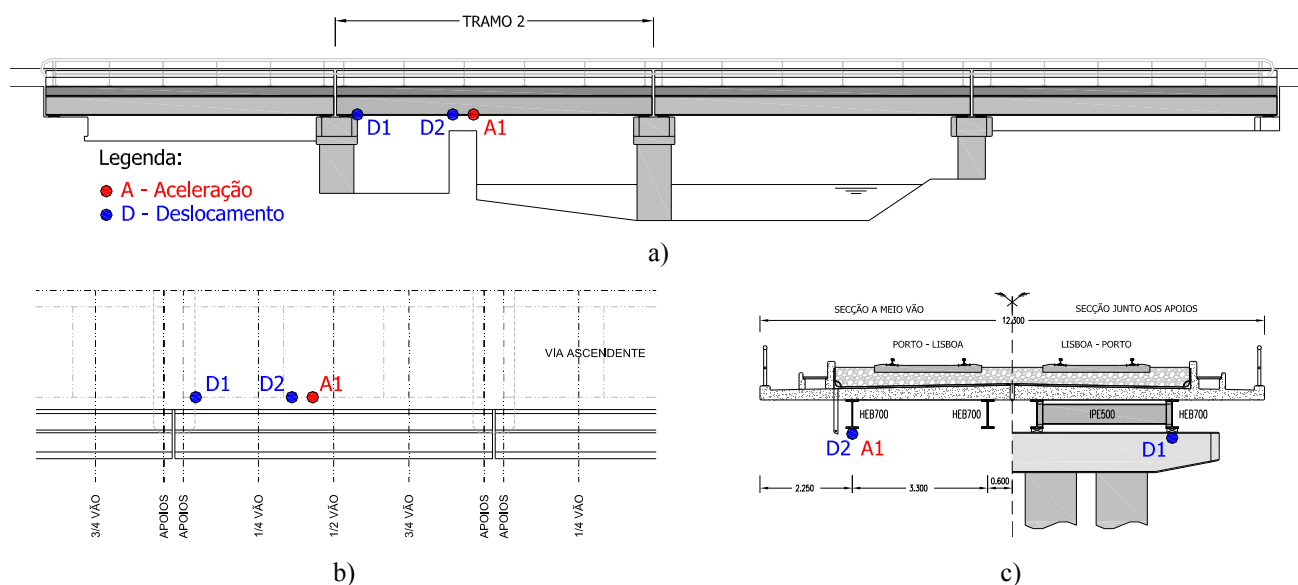


Figura 7.1 – Pontos de medição do ensaio sob ação de tráfego ferroviário: a) alçado; b) planta; c) corte transversal tipo.

A posição dos pontos de medição foi determinada em função das restrições físicas do local e da limitação do acesso a algumas zonas da via por parte da REFER.

Os deslocamentos foram medidos junto ao apoio (sensor D1) e na viga longitudinal do tabuleiro a 1/3 do vão (sensor D2). A medição das acelerações foi realizada na viga longitudinal do tabuleiro junto ao sensor de deslocamentos, localizado a 1/3 do vão (sensor A1). Refira-se ainda que ambas as grandezas foram medidas na direção vertical.

A aquisição de dados foi realizada através do sistema NI cDAQ-9172 com recurso a um módulo NI 9233 para o acelerómetro do tipo IEPE e a um módulo analógico NI 9239 para a leitura do sinal dos transdutores de deslocamentos do tipo LVDT.

7.2.1. MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS

A medição dos deslocamentos foi realizada com recurso a dois LVDTs, ambos da marca RDP, um localizado no maciço dos pilares estacas junto ao apoio (sensor D1), do modelo DCTH100AG com uma gama de medição igual a $\pm 2,5$ mm e uma sensibilidade de 1973,3 mV/mm, e outro localizado na viga longitudinal do tabuleiro (sensor D2), do modelo ACT1000A com uma gama de medição igual a ± 25 mm e sensibilidade de 192,02 mV/mm.

Os transdutores de deslocamento foram posicionados com auxílio de bases magnéticas, que no caso do sensor D1 foi colada à superfície do betão do maciço de encabeçamento dos pilares estacas (Figura 7.2b), enquanto no caso do sensor D2 a base foi colada à superfície do coroamento de um muro existente (Figura 7.2c).

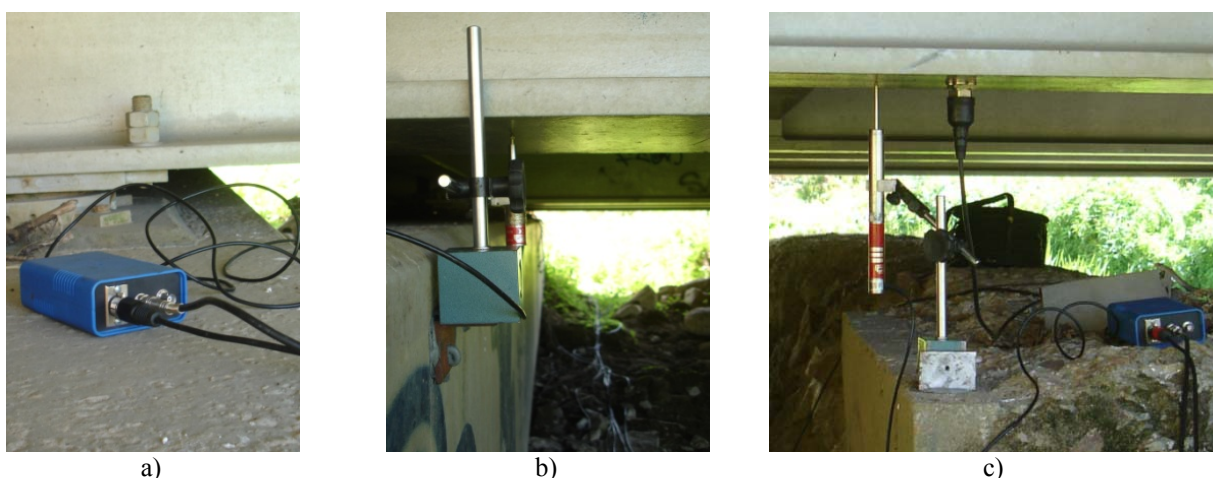


Figura 7.2 – Medição de deslocamentos através de LVDTs: a) caixa de derivação das ligações do LVDT; b) LVDT junto ao apoio (sensor D1); c) LVDT na viga longitudinal do tabuleiro, entre 1/3 e 1/4 do vão (sensor D2).

7.2.2. MEDIÇÃO DE ACELERAÇÕES

A medição das acelerações foi realizada através de um acelerómetro piezoelétrico modelo 393A03 da marca PCB, sensibilidade de 995 mV/g, com uma gama ± 5 g e com uma resposta dinâmica de $\pm 5\%$ entre 0,1 Hz e 2000 Hz. O acelerómetro foi ligado à viga longitudinal através de magnetos circulares (Figura 7.3).

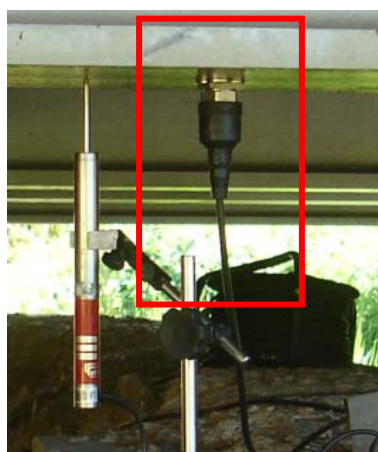


Figura 7.3 – Medição de acelerações na viga longitudinal do tabuleiro a 1/3 do vão (acelerómetro A1).

7.2.3. RESULTADOS

A resposta dinâmica da ponte em termos de deslocamentos e acelerações foram objeto de um pré-processamento do sinal, cujas operações se enunciam: correção da linha de base e eliminação de tendência linear das séries registadas; decimação de ordem 10 do sinal registado, passando a frequência de amostragem de 2000 Hz para 200 Hz; aplicação de um filtro digital do tipo passa-baixo de Chebyshev (Tipo II) com frequência de corte igual a 30 Hz, para o caso do registo em acelerações.

Nesta secção apenas serão descritos os resultados das respostas dinâmicas para a passagem do comboio Alfa Pendular, no entanto, a informação adquirida na passagem dos restantes comboios, Intercidades e Suburbano, são apresentados no Anexo II.

No decorrer do ensaio dinâmico sob ação do tráfego foram registados 3 eventos e 2 velocidades de circulação para o comboio Alfa Pendular na via ascendente, nomeadamente, 156 km/h (AP156-1 e AP156-2) e 160 km/h (AP160). Na Figura 7.4 apresenta-se a passagem do comboio Alfa Pendular na ponte de Antuã.



Figura 7.4 – Passagem do comboio Alfa Pendular na ponte de Antuã com a medição da velocidade através de uma pistola laser.

O comboio Alfa Pendular encontra-se em circulação na rede ferroviária nacional desde final da década de noventa, é baseado no modelo ETR italiano e possui uma tecnologia de pendulação ativa constituído por seis veículos, quatro motores (BAS, BBS, BBN e BAN) e dois reboques (RNB e RNH). O comboio apresenta um comprimento total de 158,9 m e pode atingir uma velocidade máxima de 220 km/h. Na Figura 7.5 apresenta-se o esquema de cargas do comboio Alfa Pendular, em que as cargas por eixo, em condições de carga normal, variam entre os 128,8 kN e 136,6 kN (Ribeiro, 2012).

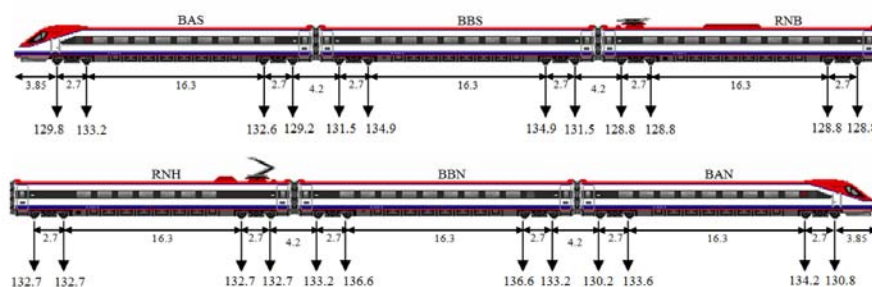


Figura 7.5 – Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular.

Na Figura 7.6 apresenta-se a respetiva assinatura dinâmica do comboio Alfa Pendular para a velocidade de 156 km/h.

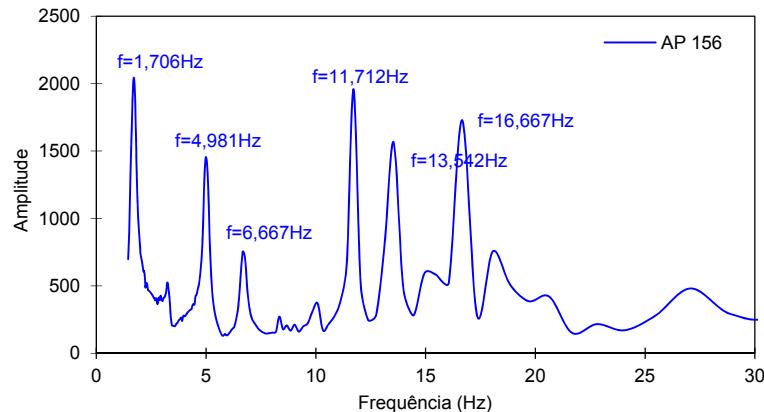


Figura 7.6 – Assinatura dinâmica do Alfa Pendular à velocidade 156 km/h.

O gráfico anterior foi obtido a partir do gráfico da assinatura dinâmica representado na Figura 2.16, através da aplicação da expressão $f = v/\lambda$, em que f representa a frequência da excitação, v a velocidade de circulação do comboio e λ corresponde ao comprimento de onda da excitação.

7.2.3.1. Resultados dos deslocamentos

Os registos temporais dos deslocamentos junto ao apoio (sensor D1) e na viga do tabuleiro na secção de 1/3 vão (sensor D2) assim como os auto-espectros médios e normalizados relativos a cada um dos registos apresentam-se nas Figura 7.7 e Figura 7.8 respetivamente. Os registos apresentados são referentes à passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (AP156-1).

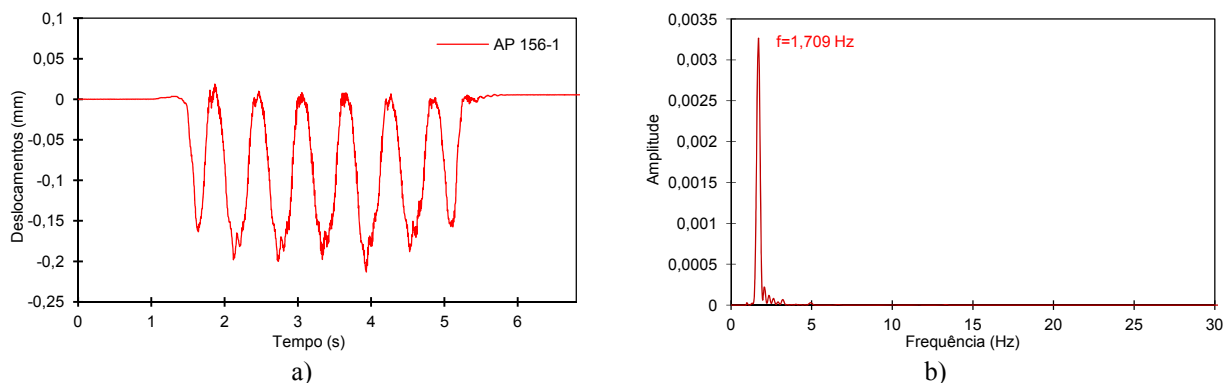


Figura 7.7 – Registos experimentais junto ao apoio (D1) na passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156km/h (AP156-1): a) deslocamentos verticais; b) auto-espectro.

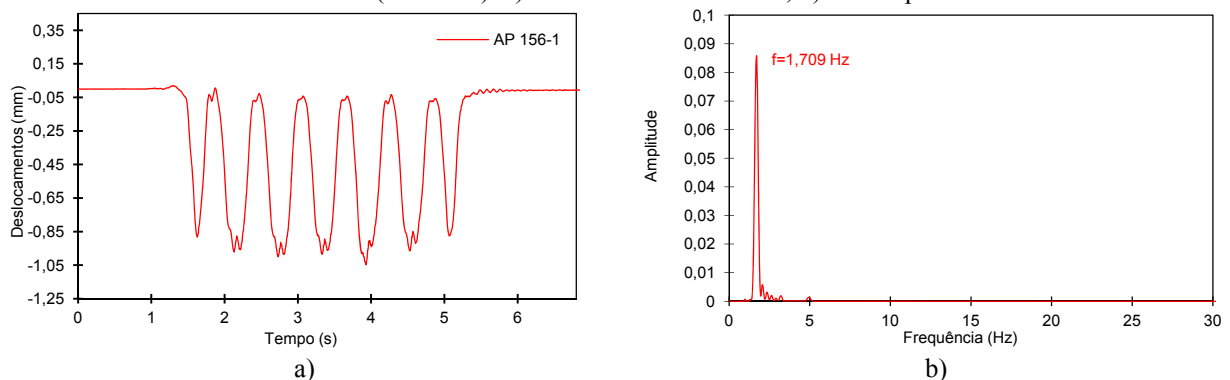


Figura 7.8 – Registos experimentais na viga sob o tabuleiro a 1/3 de vão (D2) na passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (AP156-1): a) deslocamentos verticais; b) auto-espectro.

Constata-se da análise das figuras que o valor máximo do deslocamento junto ao apoio é igual a 0,21mm enquanto na viga do tabuleiro é cerca de 5 vezes superior, ou seja 1,047 mm. Da análise de ambos auto-espectros é evidente que as respostas são dominadas pelo efeito quasi-estático da ação, e que os efeitos dinâmicos são praticamente nulos, como se pode verificar pela existência de apenas um pico à frequência de 1,709 Hz. O efeito quasi-estático está associado à passagem dos sucessivos grupos de eixos com afastamentos regulares de 25,4 m, como se pode constatar no gráfico da assinatura dinâmica do Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (Figura 7.6), originado o valor de 1,706 Hz ($f=v/\lambda=156/(25,4 \times 3,6)=1,706$ Hz).

Para verificar a consistência entre os vários resultados medidos foi realizada uma comparação entre os registos à passagem do comboio Alfa Pendular às velocidades de 156 km/h (AP 156-1 e AP 156-2) e 160 km/h (AP 160).

Na Figura 7.9 apresentam-se registos dos deslocamentos em função do espaço percorrido nas secções junto ao apoio (D1) e na viga do tabuleiro na secção a 1/3 vão (D2). São ainda apresentados os respetivos auto-espectros médios e normalizados.

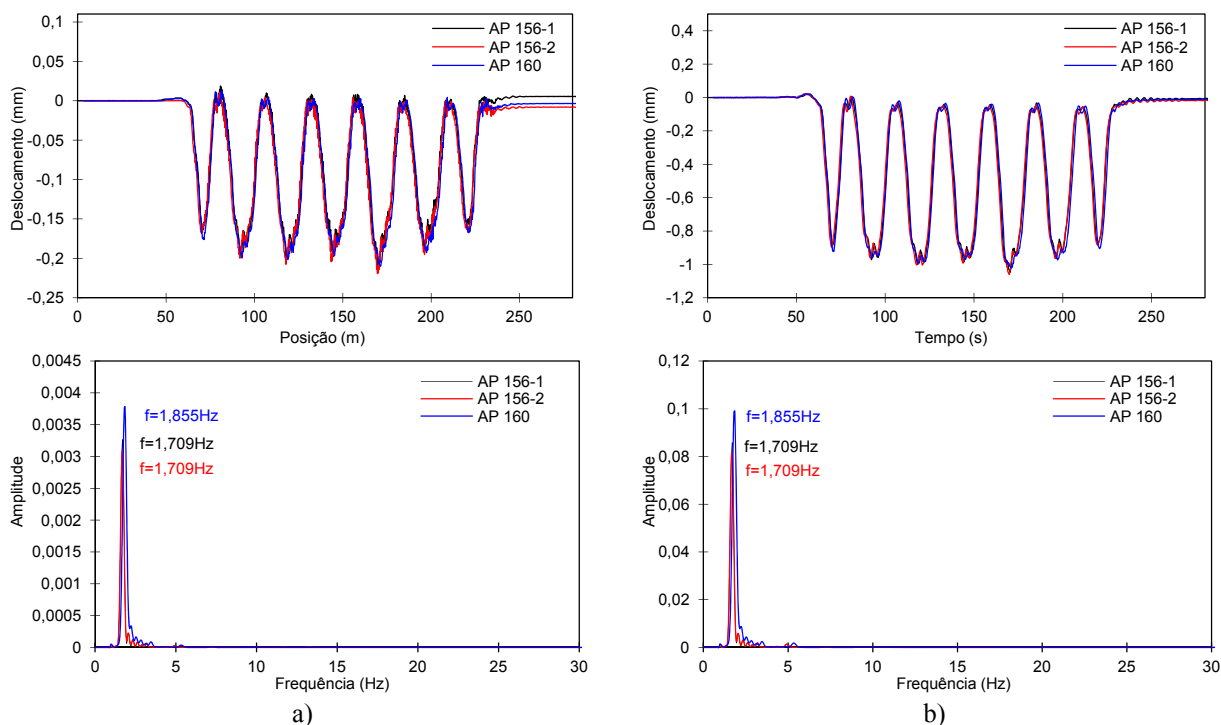


Figura 7.9 – Comparação dos registos de deslocamentos verticais e dos auto-espectros, na passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade 156 km/h e 160 km/h: a) junto ao apoio (D1); b) na viga do tabuleiro a 1/3 de vão (D2).

Da análise das figuras anteriores é possível concluir que os resultados experimentais relativos a deslocamentos foram muito consistentes, verificando-se uma quase concordância entre os valores obtidos para as velocidades registadas.

7.2.3.2. Resultados das acelerações

No que concerne à resposta dinâmica em termos de acelerações, os registos obtidos apresentam-se na Figura 7.10 onde se ilustra uma comparação entre os registos filtrados e não filtrados das acelerações medidas na viga do tabuleiro na secção a 1/3 vão (A1), para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (AP156-1). Os registos temporais foram filtrados por aplicação de um filtro passa-baixo de Chebyshev (Tipo II) com uma frequência de corte igual a 30 Hz.

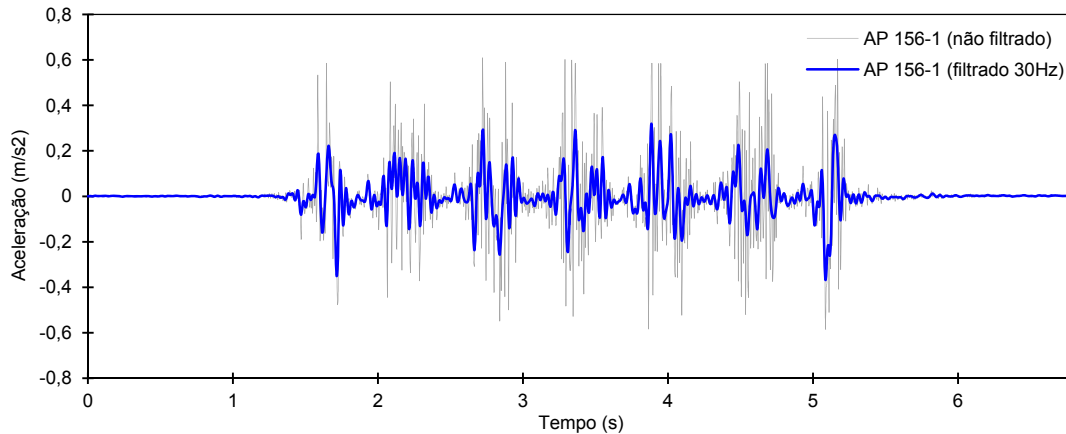


Figura 7.10 – Comparação entre os registos experimentais de acelerações, não filtrados e filtrados com filtro digital passa-baixo a 30Hz, na viga do tabuleiro a 1/3 de vão (A1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156km/h (AP156-1).

O valor máximo da aceleração no registo filtrado é igual a $0,319 \text{ m/s}^2$, enquanto no registo não filtrado o valor máximo obtido foi de $0,584 \text{ m/s}^2$. É importante referir que a não consideração do filtro traduz-se a uma amplificação da resposta dinâmica em acelerações em cerca de 45%.

Na Figura 7.11 apresenta-se o registo de acelerações para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (AP156-1), e o correspondente auto-espectro médio e normalizado. Os registos foram filtrados por aplicação de um filtro passa-baixo de Chebyshev (Tipo II) com uma frequência de corte igual a 30 Hz. É ainda apresentada a assinatura dinâmica do comboio em função da frequência da excitação para um melhor entendimento da resposta dinâmica da ponte.

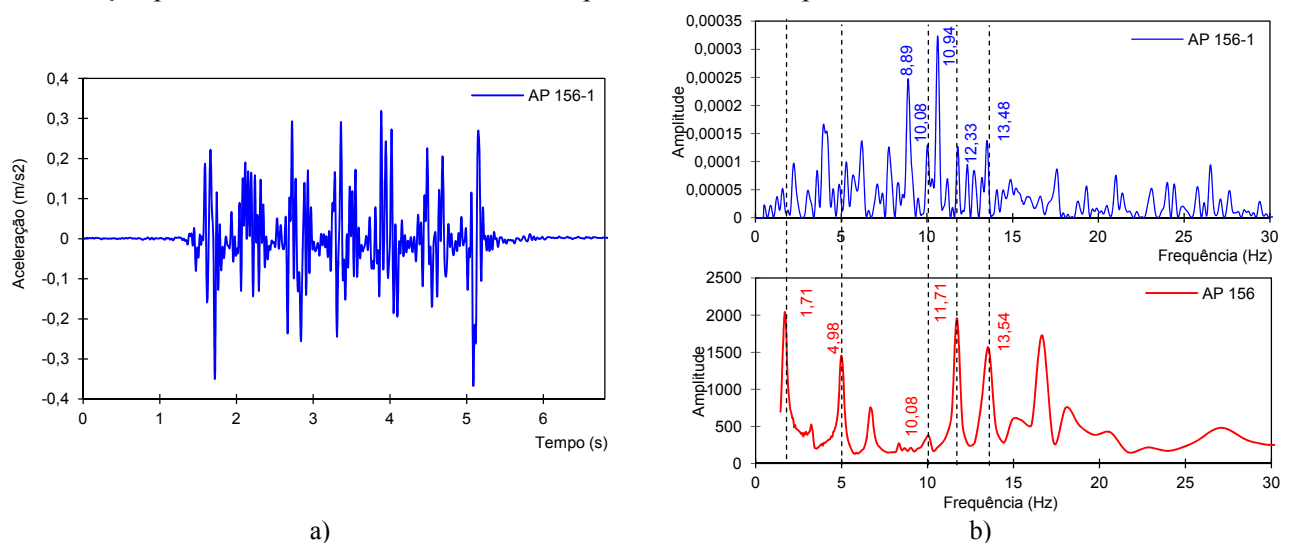


Figura 7.11 – Aceleração vertical na viga do tabuleiro a 1/3 de vão para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade 156 km/h: a) registo temporal filtrado (30 Hz); b) auto-espectro (cor azul) e assinatura dinâmica do comboio (cor vermelho).

A resposta dinâmica da ponte é dominada pelo contributo do 1º modo de torção tramo 2 (modo 2) com uma frequência igual a 11,09 Hz. Consta-se também o idêntico contributo para a resposta do 1º modo de flexão vertical (10,22 Hz) e do 2º modo de torção (13,49 Hz) do tramo 2. O desvio entre as frequências dos modos identificados através do ensaio de vibração ambiental e as frequências do auto-espectro (modo 1= 10,08 Hz, modo 2 = 10,94 e modo 3 = 13,48 Hz) está associado à incerteza na estimativa do auto-espectro (Δe) bem como ao efeito da interação do veículo sobre a ponte, o que conduz a um abaixamento dos valores das frequências do sistema ponte-comboio como resultado do aumento da massa associada ao veículo.

O erro na estimativa do auto-espectro (Δe) assume o valor de 0,05 Hz, resultado da expressão [$\Delta e = 1/(\Delta T \times n)$], onde n é o número de pontos considerado na construção da FFT, neste caso igual a 4096, e ΔT é o incremento de tempo do registo temporal, neste caso igual a 0,005 s.

Ainda no que se refere ao contributo para a resposta dinâmica dos modos da estrutura, é possível observar no auto-espectro um conjunto de picos, em que se destacam as frequências 8,89 Hz e 12,33 Hz, possivelmente associados aos tramos 1 e 3 da ponte. O contributo destes modos para a resposta dinâmica do tramo 2 é resultado do efeito da continuidade da via-férrea. Importa ainda referir que a frequência de 8,89 Hz poderá estar também associada aos modos de vibração dos bogies dos veículos do comboio Alfa Pendular (Ribeiro, 2012).

A participação na resposta das frequências induzidas pelo comboio Alfa Pendular também é visível, mas em menor grau, e associadas à passagem dos grupos de eixos com afastamentos regulares, correspondendo às frequências assinaladas a traço descontínuo da Figura 7.11b, ou seja, 1,71 Hz, 4,98 Hz, 11,71 Hz e 13,54 Hz.

São também identificados inúmeros picos de frequências superiores a 15 Hz, podendo estes ser justificados pelo contributo de modos da estrutura com frequências mais altas ou ainda devido ao contributo das irregularidades da via ou dos defeitos dos rodados, que provocam a excitação dos eixos e bogies dos veículos.

Na Figura 7.12 apresentam-se registos temporais das acelerações na viga do tabuleiro na secção a 1/3 do vão, para a passagem do comboio Alfa Pendular às velocidades de 156 km/h (AP156-1 e AP156-2) e 160 km/h (AP160). Todos os registos foram filtrados através de um filtro passa-baixo de Chebyshev (Tipo II) com uma frequência de corte de 30 Hz.

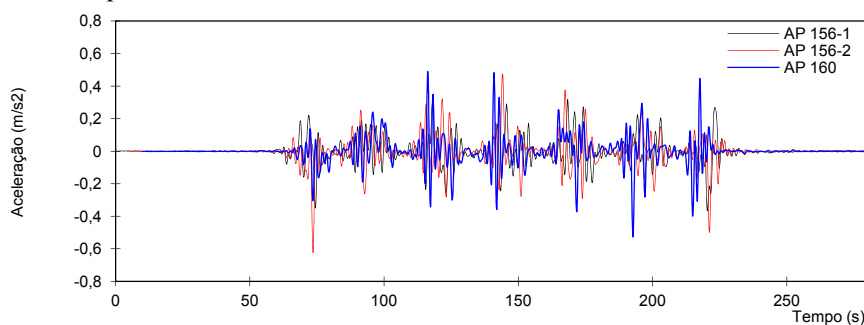


Figura 7.12 – Comparação dos registos experimentais em acelerações para a passagem do comboio Alfa Pendular às velocidades 156 km/h e 160 km/h.

Constata-se da análise da figura anterior que os resultados experimentais em acelerações apresentam uma grande variabilidade. É ainda de relevar, a existência de alguns picos de acelerações no registo

AP156-2 que não estão presentes nas restantes séries registadas, mais concretamente, no início e no fim do registo, com acelerações iguais $0,617 \text{ m/s}^2$ e $0,482 \text{ m/s}^2$ respetivamente, possivelmente relacionadas com os defeitos dos rodados dos veículos.

Conclui-se que a informação experimental em termos de acelerações apresenta uma menor consistência comparativamente aos deslocamentos. O registo mais consistente e estável do ponto de vista do autor é o AP 156-1 visto apresentar uma menor variabilidade comparativamente aos restantes registos. Deste modo o registo AP 156-1 foi o admitido para a validação experimental do modelo numérico.

7.3. AVALIAÇÃO DOS COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO

O amortecimento é uma propriedade fundamental na avaliação do comportamento dinâmico das estruturas, mas de difícil quantificação em virtude das especificidades que lhe estão associadas. O amortecimento envolve a dissipação de energia em elementos estruturais (betão, aço, etc) e não estruturais (balastro, guardas de segurança, guardas balastro), bem como nas condições fronteira da ponte (aparelhos de apoio e fundações).

A estimativa dos coeficientes de amortecimento dos modos experimentais foi realizada através de três abordagens: i) aplicação do método do EFDD com base no ensaio dinâmico de vibração ambiental (Quadro 5.14 da secção 5.6.2); ii) aplicação do método do decremento logarítmico baseado no ensaio dinâmico sob ação de tráfego ferroviário; iii) baseada na curva de amortecimento da norma EN1991-2 (2003) para pontes de tabuleiro misto aço-betão.

A determinação dos coeficientes de amortecimento através do método do decremento logarítmico baseia-se na aplicação de um filtro digital do tipo passa-banda ao registo em acelerações na parcela da resposta em vibração livre. A aplicação deste filtro deverá ser em torno da frequência do modo onde se pretende estimar o respetivo coeficiente de amortecimento, seguido do ajuste de uma função exponencial do tipo $a = C \cdot e^{-\xi \cdot \omega \cdot t}$ aos máximos do registo filtrado. Na função mencionada C corresponde a uma constante, ω à frequência angular e ξ ao coeficiente de amortecimento.

A título exemplificativo apresenta-se na Figura 7.13 a aplicação do método do decremento logarítmico na determinação dos coeficientes de amortecimento do 1º e 2º modo de vibração. Os registos correspondem à resposta em vibração livre para a passagem do Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (AP 156-2) na viga do tabuleiro entre 1/3 e 1/4 de vão da ponte. Neste caso os valores dos coeficientes de amortecimento foram iguais a 6,97% e 5,84% para o modo 1 e modo 2 respetivamente, e determinados com base em 10 ciclos em vibração livre.

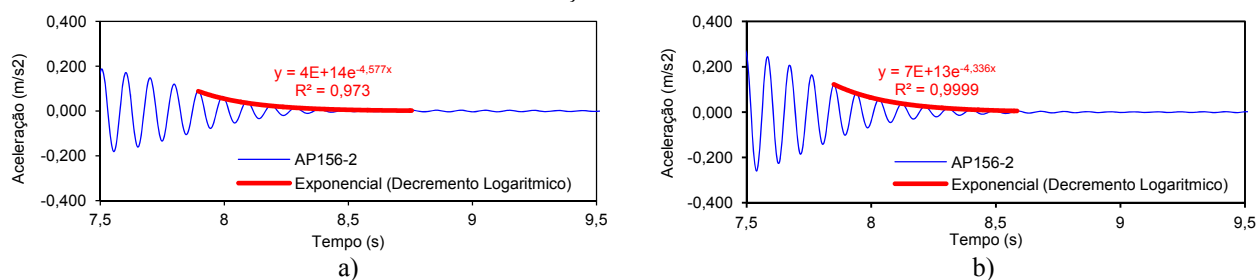


Figura 7.13 – Estimativa dos coeficientes de amortecimento para a passagem do Alfa Pendular a 156 km/h (AP 156-2) com base no método do decremento logarítmico: a) modo 1; b) modo 2.

No Quadro 7.1 apresentam-se os valores dos coeficientes de amortecimento obtidos para os modos de vibração experimentais 1, 2 e 3 para a passagem de diferentes comboios do tipo Alfa Pendular (AP) e Intercidades (IC) a diferentes velocidades. É também indicado o desvio padrão e o valor médio do coeficiente de amortecimento estimado para cada um dos modos.

Quadro 7.1 – Coeficientes de amortecimentos dos modos 1, 2 e 3 em função do nível de excitação.

Modo de vibração	Comboio	Coeficientes de Amortecimento ξ (%)	Valor médio ξ (%)	Desvio padrão (%)
1	AP 156-1	6,81	6,95	0,13
	AP 156-2	6,97		
	IC 160	7,07		
2	AP 156-1	6,13	6,10	0,19
	AP 156-2	5,84		
	AP 160	6,29		
	IC 160	6,13		
3	AP 156-2	6,23	6,33	0,22
	AP 160	6,23		
	IC 160	6,21		
	IC 164	6,65		

Na Figura 7.14 ilustram-se graficamente os resultados do Quadro 7.1, nomeadamente os coeficientes de amortecimento estimados e os respetivos valores médios para os modos experimentais 1, 2 e 3.

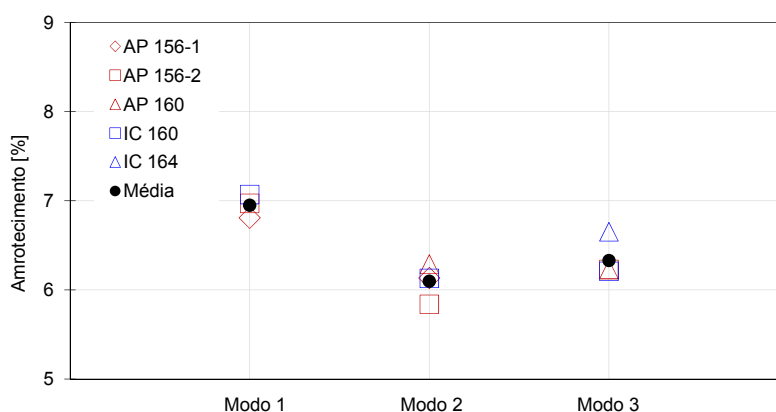


Figura 7.14 – Coeficientes de amortecimento estimados por aplicação do método do decremento logarítmico, baseados nos resultados do ensaio dinâmico sob ação do tráfego ferroviário.

Da análise do Quadro 7.1 e da Figura 7.14 é possível constatar uma grande coerência entre os resultados obtidos, uma vez que a dispersão entre os valores do coeficiente de amortecimento é reduzida para os diferentes tipo de comboios e velocidades de circulação.

A norma EN 1991-2 (2003) preconiza para o dimensionamento de pontes ferroviárias três curvas de amortecimento, em função da tipologia e do comprimento do vão da ponte. As curvas referidas permitem obter limites inferiores dos coeficientes de amortecimento baseados em estudos realizados pela comissão de especialistas ERRI D214/RP9 (1999).

Quadro 7.2 – Valores dos coeficientes de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento (adaptado de EN1991-2 (2003)).

Tipo de ponte	Limite inferior do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	Vão $L < 20\text{m}$	Vão $L \geq 20\text{m}$
Aço ou Compósita	$\xi = 0,5 + 0,125 (20-L)$	$\xi = 0,5$
Betão Pré-esforçado	$\xi = 1,0 + 0,07 (20-L)$	$\xi = 1,0$
Betão Armado e "Filler Beam"	$\xi = 1,5 + 0,07 (20-L)$	$\xi = 1,5$

Aplicando o Quadro 7.2 (EN1991-2) ao caso da ponte de Antuã, ou seja, uma ponte de tabuleiro misto aço-betão com um comprimento de vão igual a 10,91 m (tramo 2), resulta um coeficiente de amortecimento igual a 1,636%.

No caso das análises dinâmicas serem realizadas sem a consideração da interação ponte-comboio a norma EN1991-2 considera um coeficiente de amortecimento adicional ($\Delta\xi$), de forma a contabilizar o efeito favorável da interação. A expressão que permite determinar o valor de $\Delta\xi$ em função do vão L é a seguinte:

$$\Delta\xi = \frac{0,0187 \cdot L - 0,00064 \cdot L^2}{1 - 0,0441 \cdot L - 0,0044 \cdot L^2 + 0,000255 \cdot L^3} \quad (7.1)$$

O amortecimento total (ξ_{TOTAL}) a considerar nas análises dinâmicas sem interação é dado pela soma do amortecimento estrutural com o amortecimento adicional, ou seja:

$$\xi_{TOTAL} = \xi + \Delta\xi \quad (7.2)$$

Para a ponte de Antuã, o coeficiente de amortecimento adicional assume o valor de 0,392% e por isso o amortecimento total é igual a 2,028%.

Na Figura 7.15 apresenta-se uma comparação dos valores dos coeficientes de amortecimento modais obtidos com base nas duas metodologias experimentais (método EFDD e método do decremento logarítmico (DL)) com os valores preconizados pela norma EN1991-2.

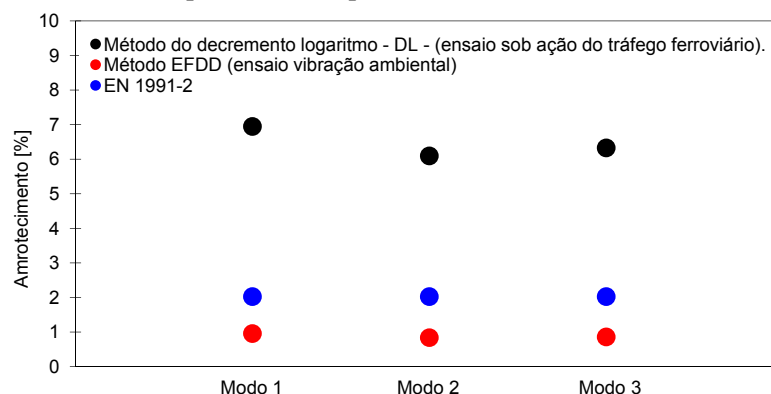


Figura 7.15 – Comparação dos valores dos coeficientes de amortecimento: método EFDD, método do decremento logarítmico e os previstos na norma EN 1991-2.

Os resultados demonstram uma grande disparidade entre os valores dos coeficientes de amortecimento, verificando-se que os valores determinados a partir da norma EN 1991-2 (próximos de 2%) encontram-

se no intervalo dos valores obtidos pelo método do decremento logarítmico (entre 6% e 7%) e pelo método EFDD (próximos de 1%), sendo estes últimos os mais conservativos.

Os reduzidos valores de amortecimento obtidos pelo método EFDD, justificar-se-ão pelos baixos níveis de vibração impostos pelas ações ambientais. Em virtude do nível de vibração da estrutura sob ação de tráfego ser muito superior ao verificado sob ações ambientais os valores dos coeficientes de amortecimento são superiores. Para níveis de vibração elevados, para além do amortecimento estrutural existente existem também contributos significativos do amortecimento da via-férrea e dos apoios.

7.4. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

A validação experimental do modelo numérico consistiu na comparação das respostas dinâmicas obtidas por via experimental e as respostas dinâmicas determinadas a partir do modelo numérico calibrado.

7.4.1. MODELO NUMÉRICO NAS CONDIÇÕES DE ENSAIO

Como referido, as solicitações que as estruturas estão submetidas sob ações ambientais são de muito baixa amplitude pelo que nestas circunstâncias é admissível que o comportamento de certos elementos da estrutura, nomeadamente, dos aparelhos de apoio seja distinto do que apresenta sob ações de tráfego. Este comportamento não linear dos apoios deixa de existir sob ações de tráfego, o que justifica a alteração da rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio guiados no modelo numérico calibrado, que agora foi considerado igual a 0 MN/m (Figura 7.16).

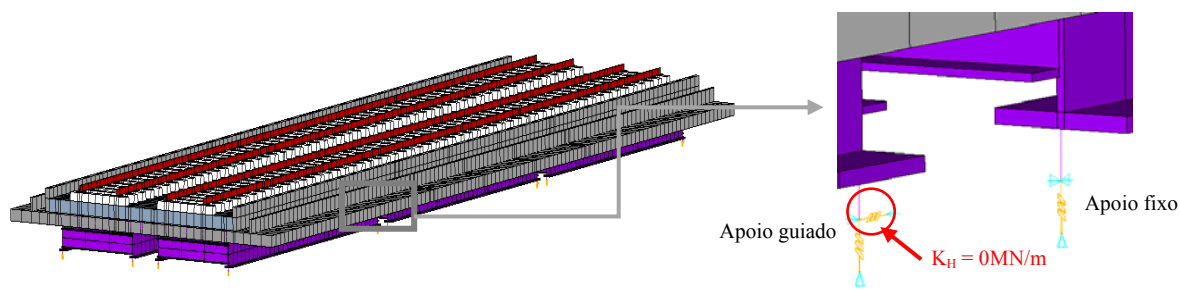


Figura 7.16 – Reajuste nos aparelhos de apoio unidireccionais do modelo numérico calibrado com base nas condições do ensaio de ação do tráfego.

Na Figura 7.17 apresentam-se os valores das frequências numéricas dos modos 1 a 6 antes e após a alteração do modelo numérico calibrado.

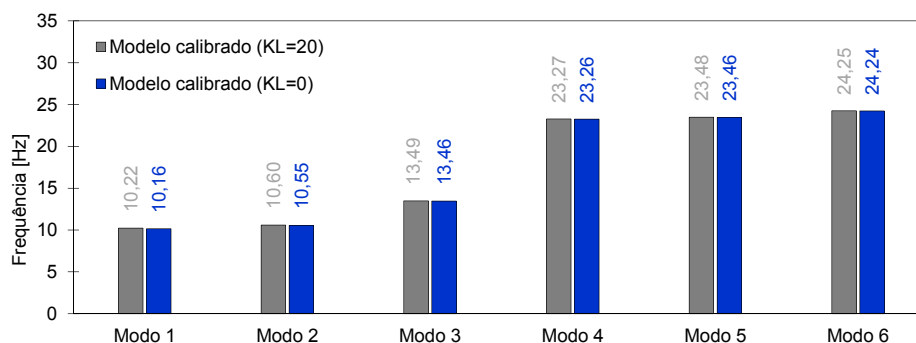


Figura 7.17 – Influência da rigidez longitudinal (K_L) dos aparelhos de apoio guiados nas frequências do modelo numérico calibrado.

O ajuste no modelo numérico traduziu-se numa ligeira diminuição das frequências de vibração de todos os modos, mais notória no modo 1 (flexão vertical). Importa referir que a alteração das frequências foi pouco significativa já que no modelo calibrado a rigidez longitudinal dos apoios guiados apresentava já um valor reduzido ($K_L=20\text{MN/m}$).

No presente capítulo a denominação do modelo numérico após calibração e respetivos resultados serão respeitantes ao modelo numérico calibrado, descrito no capítulo anterior, com as alterações referidas na presente secção.

7.4.2. ANÁLISES DINÂMICAS

As respostas dinâmicas do modelo numérico foram obtidas por aplicação de uma metodologia de cargas móveis no programa TBI. Em problemas sem interação, o programa recorre ao método da sobreposição modal na resolução do problema dinâmico da ponte. O incremento de tempo (Δt) das análises adotado foi igual a 0,001s.

Para a avaliação da resposta dinâmica da ponte em termos de acelerações foram considerados os contributos dos modos de vibração até 30 Hz, de acordo com a norma EN 1990-A2 (2005). No que se refere aos deslocamentos as análises dinâmicas consideraram apenas o contributo dos modos de vibração até 12 Hz, uma vez que o tipo de LVDTs utilizados na campanha experimental apresentam limitações no registo dos contributos de frequências elevadas.

Para os modos de vibração identificados por via experimental, e para aqueles que apresentam uma configuração do mesmo tipo, ou seja, modos de flexão vertical ou torção, adotaram-se os valores médios dos coeficientes de amortecimento obtidos através do método do decremento logarítmico. Para os restantes modos de vibração foi considerado o valor do coeficiente de amortecimento preconizado na EN 1991-2, ou seja, 2,028%.

7.4.3. VALIDAÇÃO EM DESLOCAMENTOS

Na Figura 7.18 apresenta-se uma comparação dos deslocamentos obtidos por via experimental e através do modelo numérico, na secção junto do apoio (sensor D1), para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h. Para ilustrar o melhoramento do comportamento dinâmico do modelo numérico apresentam-se os resultados antes e após a calibração.

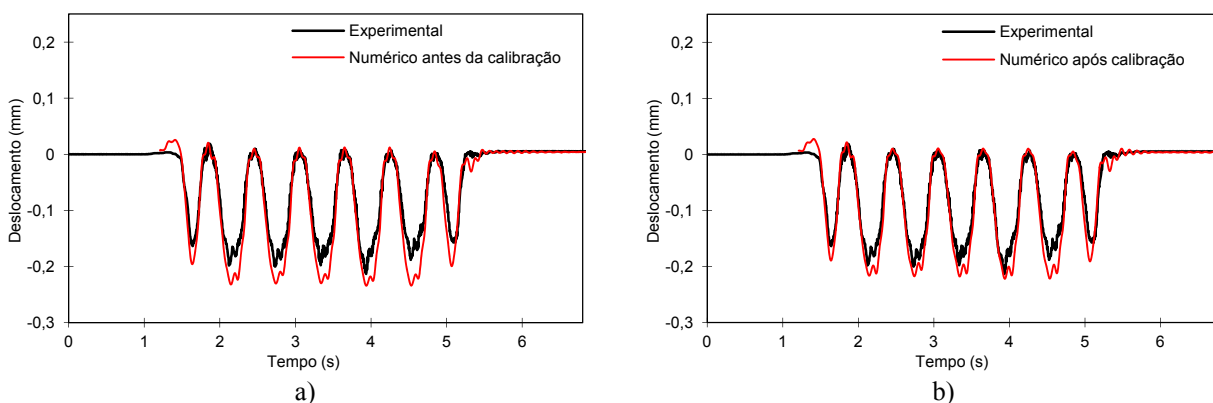


Figura 7.18 – Comparação dos registos de deslocamentos junto do apoio (sensor D1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h: a) antes da calibração; b) após calibração.

A observação da Figura 7.18 permite concluir que a resposta numérica antes da calibração apresentava uma razoável concordância com os valores obtidos por via experimental. O valor máximo do deslocamento numérico antes da calibração é igual a 0,234 mm, com um erro de 9,88%. O processo de calibração do modelo permitiu uma melhoria na concordância entre os registos muito satisfatória, passando o valor máximo do deslocamento para 0,222 mm, correspondendo a um erro de apenas 4,15% (0,009 mm) em relação ao valor máximo experimental.

De forma a confrontar os resultados obtidos na secção junto do apoio (sensor D1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h, na Figura 7.19 apresenta-se a comparação dos deslocamentos obtidos por via experimental e numérica, antes e após a calibração, para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h.

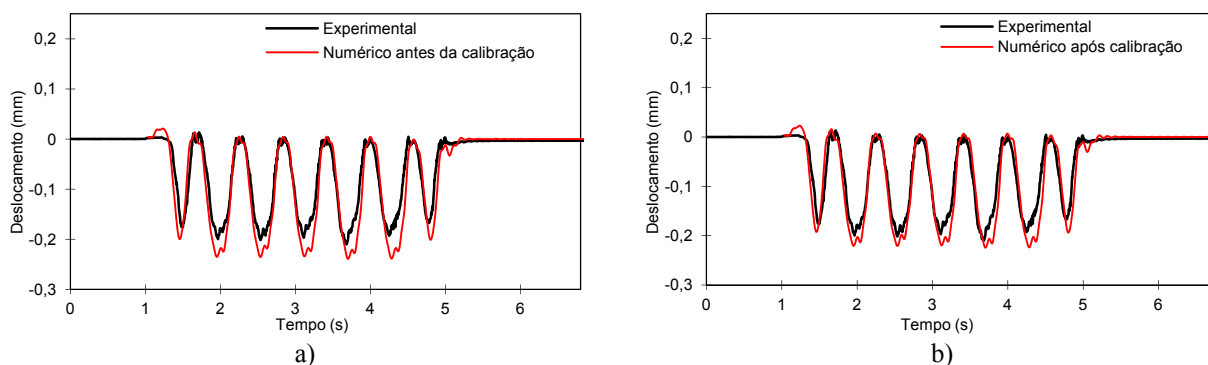


Figura 7.19 – Comparação dos registos de deslocamentos junto ao apoio (sensor D1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h: a) antes da calibração; b) após calibração.

Uma vez mais constata-se uma muito boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos após a calibração, apresentando apenas um desvio de 0,014 mm em termos de valores máximos.

Os resultados obtidos na secção junto do apoio demonstram que a calibração da rigidez vertical dos aparelhos de apoios (K_V) foi muito importante, pois o aumento da rigidez permitiu uma redução da deformabilidade do apoio possibilitando que o registo de deslocamentos se aproximasse do registo experimental, conforme se constata na comparação de resultados entre as Figura 7.18a e b, e também entre as Figura 7.19a e b. Conclui-se também que o valor ótimo de (K_V) aproxima-se do valor real em virtude dos resultados alcançados.

Na Figura 7.20 apresenta-se a comparação dos deslocamentos obtidos por via experimental e numérica antes e após a calibração, na viga sob o tabuleiro a 1/3 do vão (sensor D2), para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h.

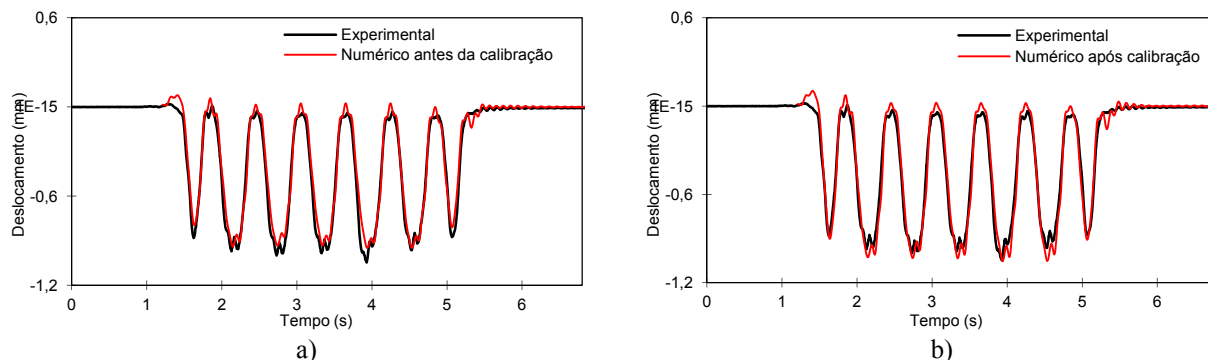


Figura 7.20 – Comparação dos registos em deslocamentos na viga do tabuleiro (sensor D2) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h: a) antes da calibração; b) após calibração.

Uma vez mais constata-se uma muito boa concordância entre os resultados experimentais e os numéricos, quer antes da calibração quer após a calibração. O valor máximo do deslocamento passou de 0,949 mm antes da calibração para 1,053 mm após a calibração, passando o erro em relação ao valor experimental de 9,34% para 0,61%, respetivamente, demonstrando assim o sucesso da calibração para a melhor aferição do comportamento dinâmico da ponte.

Os resultados na viga do tabuleiro a 1/3 do vão demonstram que a calibração dos parâmetros do modelo numérico, nomeadamente a diminuição do módulo de elasticidade do balastro na ligação entre meios tabuleiros ($E_{bal,longl}$), do módulo de elasticidade do balastro na ligação transversal entre tramos ($E_{bal,trans}$) e do módulo de elasticidade do betão (E_b), permitiram a diminuição das frequências de vibração dos modos que contribuem para a resposta dinâmica da ponte, que por consequência permitiram que o registo dos deslocamentos se aproximasse do registo experimental, como se pode verificar através da comparação dos resultados das Figura 7.20a e b, e também entre as Figura 7.21a e b.

De forma a confrontar os resultados obtidos na secção a 1/3 do vão, na Figura 7.21 apresenta-se a comparação dos deslocamentos obtidos por via experimental e numérica, antes e após a calibração, para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h.

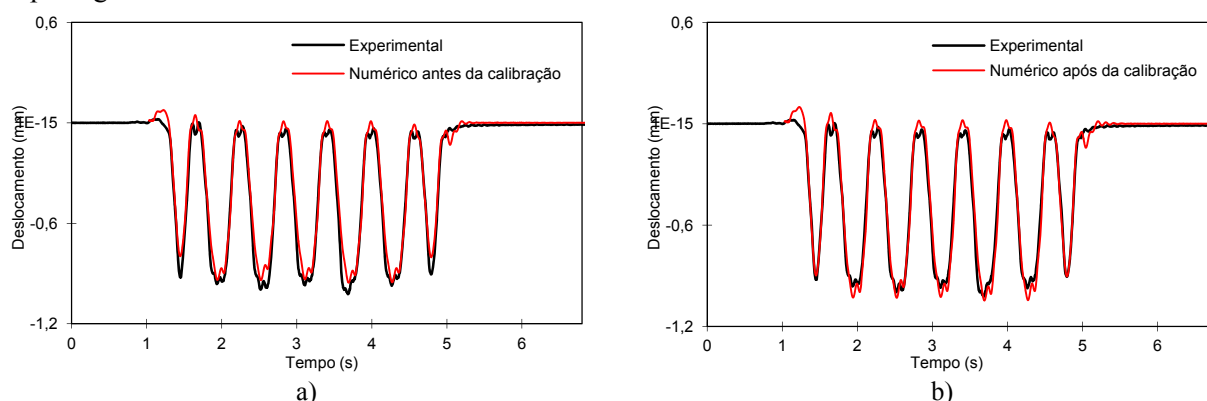


Figura 7.21 – Comparação dos registos de deslocamentos na viga sob o tabuleiro (sensor D2) à passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h: a) antes da calibração; b) após calibração.

Os resultados da Figura 7.21 mostram, uma vez mais, uma muito boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos após a calibração. O valor máximo do deslocamento numérico após a calibração apresenta apenas um desvio de 0,023 mm, correspondendo a um erro de 2,23% em relação ao valor máximo experimental.

7.4.4. VALIDAÇÃO EM ACELERAÇÕES

Nesta secção é apresentada uma comparação da resposta dinâmica da estrutura em acelerações entre os resultados obtidos por via experimental e os do modelo numérico calibrado na viga do tabuleiro (sensor A1). A comparação entre resultados é realizada com base em três análises de sensibilidade, onde se procura avaliar a:

- i) influência do modelo numérico (antes e após a calibração), considerando uma metodologia de cargas móveis;
- ii) influência dos coeficientes de amortecimento considerados nas análises dinâmicas, considerando uma metodologia de cargas móveis e com base no modelo numérico calibrado;
- iii) influência da metodologia de análise dinâmica, ou seja, considerando ou não o efeito da interação ponte-comboio.

Refira-se ainda que as respostas experimentais foram filtradas por aplicação de um filtro digital do tipo passa-baixo de Chebyshev (Tipo II) com uma frequência de corte igual a 30 Hz.

7.4.4.1. Influência do modelo numérico

Na Figura 7.22 apresenta-se uma comparação dos registos em acelerações obtidos por via experimental e numérica (antes e após a calibração) na viga do tabuleiro (sensor A1), para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h.

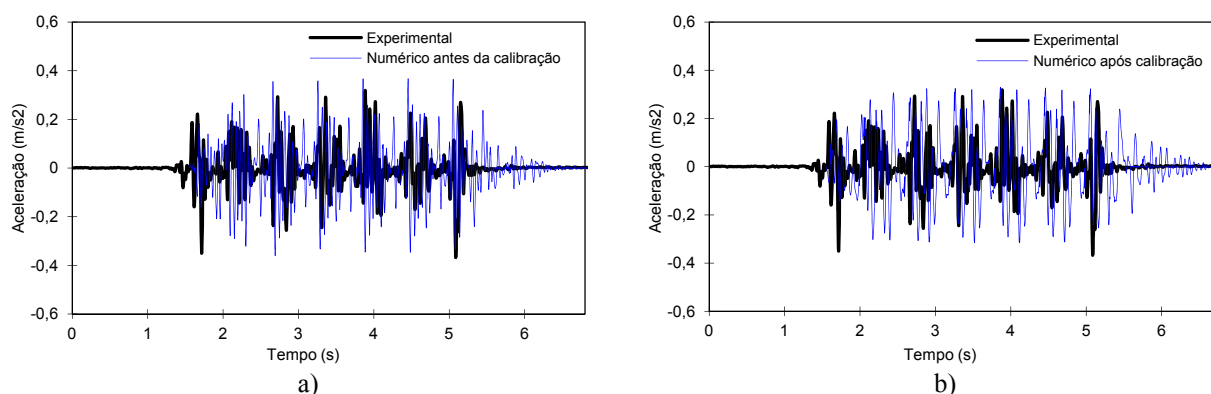


Figura 7.22 – Comparação dos registos de acelerações na viga do tabuleiro (sensor A1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h: a) antes da calibração; b) após calibração.

Observa-se na Figura 7.22 que o registo numérico após a calibração mostra uma concordância algo deficiente com o registo experimental, no entanto mais próxima do registo experimental em comparação com o registo antes da calibração. Apesar da fraca concordância, é notória a aproximação dos picos máximos da resposta dinâmica do modelo após a calibração em relação aos aferidos experimentalmente.

Em termos de valores máximos da resposta, verifica-se que o valor da aceleração passou de $0,367 \text{ m/s}^2$ antes da calibração para $0,330 \text{ m/s}^2$ após a calibração, correspondendo a um desvio face ao valor estimado experimentalmente de $0,049 \text{ m/s}^2$ antes da calibração para $0,011 \text{ m/s}^2$ após a calibração. Conclui-se que o erro inicial de 15,32% passou para apenas 3,58% após a calibração do modelo, o que demonstra a melhoria do comportamento do modelo no que respeita aos máximos registados.

Verifica-se também a existência de picos de aceleração nas zonas iniciais e finais do registo experimental que não foram aferidos no registo numérico após a calibração, poderão estes picos serem justificados devido à calibração do modelo incidir apenas no tramo 2 da ponte, pelo que o comportamento dinâmico da estrutura quando sujeita ao impacto da entrada e saída dos comboios nos tramos adjacentes deverá ser considerado negligenciável nas circunstâncias do presente estudo.

Importa ainda referir que o registo nas zonas de vibração livre é distinto do obtido experimentalmente, pelo que na secção seguinte será realizada uma análise aos coeficientes de amortecimento considerados para a avaliação do comportamento dinâmico da ponte.

7.4.4.2. Influência do amortecimento

Na Figura 7.23 apresenta-se uma comparação do registo em acelerações obtidos por via experimental e numérica (após a calibração) na viga do tabuleiro a 1/3 do vão (sensor A1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h, considerando os coeficientes de amortecimento obtidos através do método EFDD, do método do decremento logarítmico (DL) e os valores regulamentares (REG).

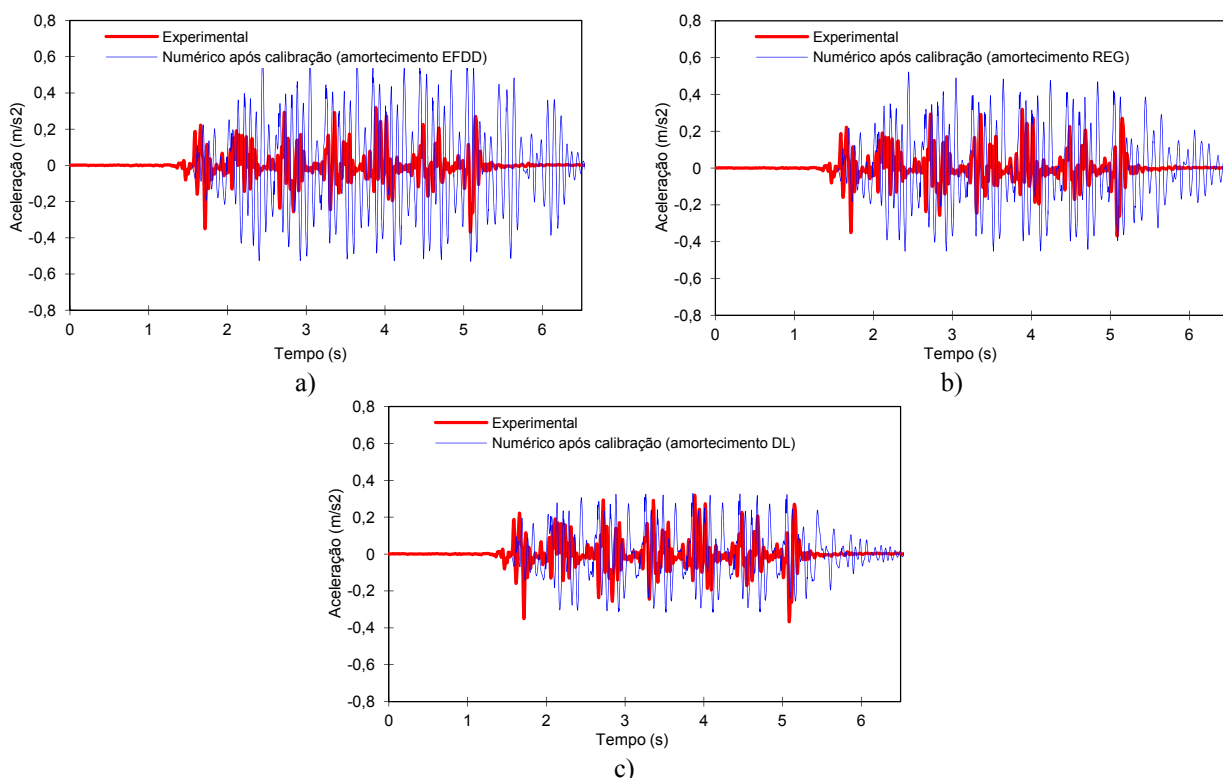


Figura 7.23 – Comparação das respostas de acelerações na viga sob o tabuleiro (sensor A1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h, obtidos por via experimental e numérica após calibração: a) amortecimento EFDD; b) amortecimento REG; c) amortecimento DL.

Na Figura 7.23 verifica-se que o comportamento dinâmico da ponte é extremamente influenciado pelo amortecimento, observando-se uma amplificação dinâmica da resposta em acelerações com a diminuição do amortecimento estrutural.

No que se refere aos amortecimentos obtidos através do método EFDD (Figura 7.23a) observa-se que a resposta dinâmica é manifestamente diferente da experimental, com valores máximos muito superiores aos obtidos experimentalmente. Também é constatado que o registo em vibração livre, após a passagem

do comboio, é bastante diferente do experimental, o que demonstra que o amortecimento considerado é distinto do real.

Considerando os níveis de amortecimento preconizados na norma EN 1991-2, a resposta dinâmica é muito mais próxima da experimental em comparação com o caso anterior. No entanto verifica-se a existência de inúmeros picos cujos valores estão acima dos valores máximos obtidos por via experimental. Já no que respeita ao registo em vibração livre constata-se ainda uma grande diferença com o registo experimental. Estes factos indiciam que o amortecimento estrutural é ainda assim insuficiente para reproduzir o comportamento dinâmico da estrutura.

Por último, no que se refere ao amortecimento estimado através do método do decremento logarítmico, a resposta dinâmica é a mais próxima da experimental bem como os respetivos valores máximos da aceleração. Relativamente ao registo em vibração livre, a resposta dinâmica é a que mais se ajusta aos resultados experimentais.

7.4.4.3. Influência da metodologia de análise dinâmica

Nesta secção é realizada a comparação da resposta dinâmica numérica em acelerações obtida com base nas metodologias de análise dinâmica com e sem interação ponte-comboio e a resposta obtida por via experimental.

No que se refere à resposta dinâmica baseada na metodologia com interação ponte-comboio importa referir que não foram consideradas as irregularidades da via e que foi realizada com recurso ao programa TBI. Neste tipo de problemas o programa recorre ao método da sobreposição modal na resolução do problema dinâmico da ponte, e ao método de Newmark, na resolução do problema dinâmico do comboio. O incremento de tempo (Δt) das análises foi adotado igual a 0,001s, tal como no caso da metodologia de cargas móveis.

No que se refere ao comboio Alfa Pendular, foi utilizado um modelo tridimensional de elementos finitos desenvolvido por Ribeiro (2012) que se ilustra na Figura 7.24. Neste modelo a caixa do veículo foi modelada por intermédio de elementos finitos de casca enquanto os bogies foram modelados através de elementos de viga, com exceção das suspensões, das bielas e do sistema de pendulação que foram modelados através de conjuntos mola-amortecedor. Este modelo foi calibrado com recurso a um algoritmo genético e com base em parâmetros modais. As características do modelo do veículo BBN e o processo de calibração são descritas em Ribeiro (2012).

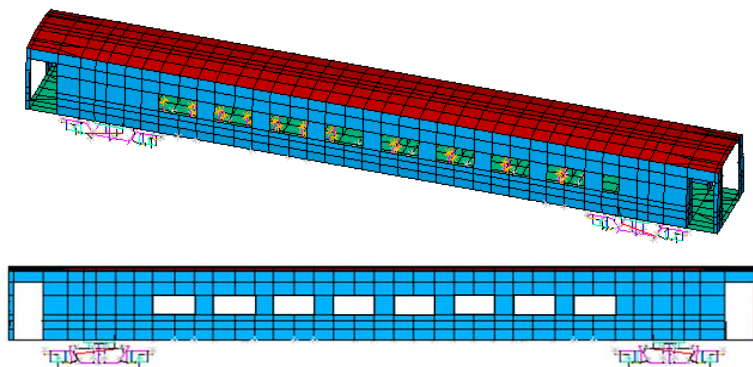


Figura 7.24 – Modelo numérico do veículo BBN (adaptado de Ribeiro (2012)).

Na Figura 7.25a apresenta-se uma comparação do registo em acelerações na viga do tabuleiro (sensor A1), para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h, obtidas por aplicação das duas metodologias. Na Figura 7.25b é apresentada a comparação entre o registo em acelerações obtido por via experimental e numérica após a calibração baseada na metodologia com interação ponte-comboio. Os coeficientes de amortecimento considerados em todas as análises foram os obtidos experimentalmente através do método do decremento logarítmico.

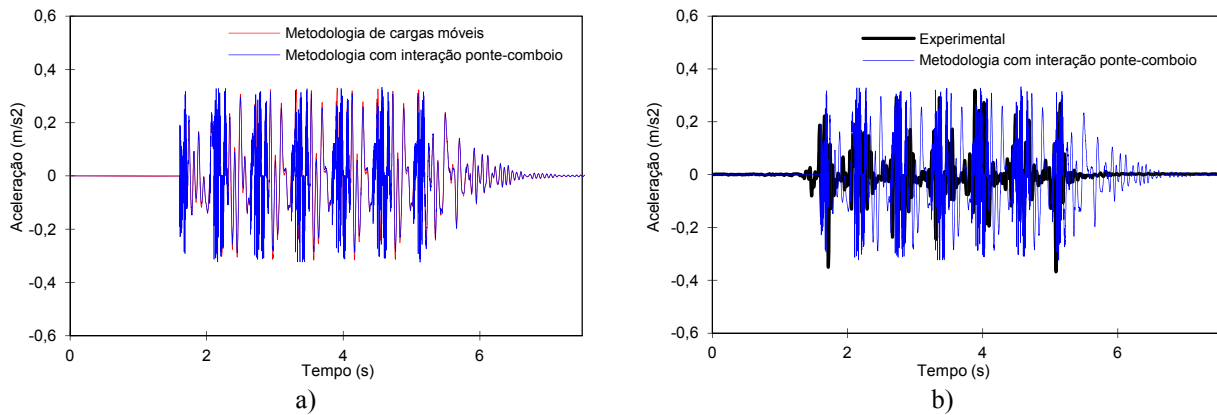


Figura 7.25 – Comparação dos registos de acelerações após a calibração na viga do tabuleiro (sensor A1) para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h: a) metodologias de análise dinâmica; b) metodologia com interação ponte-comboio.

A partir da Figura 7.25a é possível constatar que a resposta dinâmica em termos de valores máximos de acelerações é reduzida cerca de 1% no caso de ser usado o modelo com interação ponte-comboio comparativamente à utilização do modelo de cargas móveis. Contata-se que o valor máximo da aceleração com base num modelo de cargas móveis passou de $0,330 \text{ m/s}^2$ para $0,328 \text{ m/s}^2$ utilizando a metodologia com interação, correspondendo estes valores a um desvio face ao valor estimado experimentalmente de $0,011 \text{ m/s}^2$ (3,58%) e $0,010 \text{ m/s}^2$ (3,09%), para o caso sem e com interação respetivamente.

Estes valores demonstram que a consideração da metodologia com interação conduziu a uma melhoria, comparativamente à metodologia de cargas móveis, para os valores máximos registados.

8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES

A presente dissertação centrou-se na análise numérica e experimental do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária, envolvendo aspetos de modelação numérica, calibração e validação experimental.

No Capítulo 2 foram descritos alguns dos aspetos de modelação numérica que deverão ser tidos em conta no estudo do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio, nomeadamente ao nível da modelação dos subsistemas ponte, via e comboio. Também foram apresentadas as metodologias numéricas de análise dinâmica, em particular a metodologia de cargas móveis e a metodologia com interação ponte-comboio. Ainda neste capítulo foi descrito a aplicação computacional TBI - Train Bridge Interaction, visto ter sido a utilizada para a realização das análises dinâmicas que suportaram o presente trabalho.

No Capítulo 3 foram apresentadas algumas noções gerais e alguns conceitos da dinâmica das estruturas no domínio da frequência associados à identificação dos parâmetros modais. Descreveram-se os ensaios dinâmicos *"in situ"* que geralmente são realizados para a identificação dos parâmetros modais, dando-se destaque aos ensaios dinâmicos em vibração ambiental. Foi ainda descrita resumidamente a técnica de identificação modal estocástica que permitiu a identificação dos parâmetros modais da ponte em estudo, nomeadamente a Versão Melhorada do Método de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD).

No Capítulo 4 foi apresentada uma técnica de calibração de modelos numéricos de elementos finitos baseada em parâmetros modais. Como técnica de otimização foi apresentado o método dos algoritmos genéticos. Foram ainda descritos os aspetos referentes às técnicas de emparelhamento dos modos de vibração utilizadas no processo de calibração do modelo, salientando-se a importância destas técnicas na estabilidade e convergência do algoritmo genético no processo de busca da solução ótima.

O caso de estudo foi a ponte ferroviária de Antuã, uma ponte de tabuleiro misto constituída por quatro tramos simplesmente apoiados de pequeno vão, localizada na linha do Norte ao km 286+864 no distrito de Aveiro.

No capítulo 5 foi descrito o modelo numérico tridimensional de elementos finitos, incluindo a via, desenvolvido com recurso ao programa comercial ANSYS. O estudo apenas incidiu no tramo 2 dos 4 existentes da ponte, pelo que para esse fim apenas foram modelados os 3 primeiros tramos, pretendendo-se desta forma considerar o efeito da continuidade conferido pela via-férrea no comportamento estrutural do tramo em estudo. Em virtude da falta de dados no projeto da ponte foram ainda desenvolvidos 2 modelos numéricos planos em condições de axissimetria com o intuito de estimar a rigidez vertical dos apoios existentes. A rigidez vertical média foi igual a 655,3 MN/m para os apoios fixos e igual a 788,7 MN/m para os apoios guiados. A validação destes modelos foi realizada analiticamente apenas para o caso dos aparelhos de apoio guiados, concluindo-se que o desvio de rigidezes verticais estimadas rondava apenas o valor 0,66%.

A validação do modelo numérico global da ponte envolveu a comparação dos valores das reações verticais nos apoios, para a atuação do peso próprio da estrutura, determinados a partir do programa ANSYS e os valores baseados num cálculo manual, concluindo-se que o desvio estimado rondava apenas o valor 1,35%.

A análise modal do modelo numérico da ponte permitiu concluir que os primeiros vinte modos de vibração identificados eram essencialmente de carácter global e predominantemente de dois tipos, flexão vertical e torção. Também foi verificado que a gama de frequências dos vinte primeiros modos estava compreendida entre os valores 9,26 Hz e 25,96 Hz.

De forma a avaliar a influência do efeito compósito existente entre o tabuleiro e a via foi avaliada a influência da inclusão da via-férrea e da forma da modelação do balastro nos valores das frequências naturais de vibração do modelo numérico da ponte.

No primeiro caso concluiu-se que a inclusão da via no modelo numérico traduziu um aumento muito significativo das frequências de vibração de todos os modos. Foi também verificado que no modelo sem via os modos de torção trocavam de ordem, conduzindo a uma diferença de -7,85 Hz para o caso do 1º modo de torção comparativamente ao modelo com via.

No segundo caso foi realizada uma comparação na modelação da camada adicional do balastro, uma baseada em elementos finitos de volume e outra baseada em elementos de massa. Concluiu-se o modelo com elementos de volume apresentava reduzidos desvios nos valores das frequências naturais comparativamente ao modelo com massas. Como o modelo com elementos de volume era mais exigente do ponto de vista computacional, concluiu-se que o modelo com massas era o indicado ao presente trabalho em virtude de existir um compromisso satisfatório ao nível do seu comportamento estrutural.

Ainda no capítulo 5 foi descrito o ensaio dinâmico de vibração ambiental da ponte ferroviária de Antuã cujo objetivo centrou-se na identificação dos parâmetros modais tramo 2 da ponte. Com base no modelo numérico da ponte foi concluído, através do parâmetro autoMAC, que os modos globais de flexão vertical (1º e 2º modos) e torção (1º e 2º modos) seriam o alvo do estudo em função do desacoplamento das deformadas modais nos pontos previstos para a medição das acelerações.

A identificação dos parâmetros modais da estrutura, nomeadamente, as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento, foi realizada através do programa ARTeMIS e com recurso ao método EFDD. Foram identificados 6 modos de vibração do tramo 2 da ponte,

nomeadamente o 1º modo de flexão vertical (10,22 Hz), o 1º e 2º modo de torção (11,09 Hz e 13,49 Hz respetivamente) e mais 3 modos de vibração, correspondendo ao 2º modo de flexão vertical do tramo 2 (22,27 Hz, 23,24 Hz e 24,58 Hz). A análise das configurações modais permitiu identificar modos com muito boa definição, em particular os 3 primeiros modos identificados. Da análise da matriz de auto-correlação experimental, autoMAC experimental, permitiu concluir que os modos identificados eram modos completamente desacoplados, demonstrando o sucesso no número e posição dos sensores face às limitações existentes no decorrer do ensaio.

A partir da comparação dos parâmetros modais numéricos e experimentais concluiu-se que as configurações modais eram bastantes semelhantes para todos os modos assim como os valores das respetivas frequências de vibração.

Constatou-se que para o caso dos modos 4, 5 e 6 (2º modo de flexão vertical) eram relativos ao tramo 2 da ponte e que tinham como única particularidade que os distinguia a configuração modal dos tramos adjacentes. Apesar das diferenças dos parâmetros modais numéricos e experimentais não serem muito díspares a informação experimental era notoriamente limitada, por esta razão estes modos foram excluídos do processo de calibração do modelo.

No capítulo 6 foi descrito o processo de calibração do modelo numérico com base nos parâmetros modais identificados por via experimental.

De forma a avaliar o critério de emparelhamento de modos de vibração mais adequado para o estudo, foi realizada uma comparação de resultados entre o parâmetro MAC e o parâmetro EMAC. O parâmetro MAC conduzia a que os modos experimentais tivessem várias hipóteses de emparelhamento com vários modos numéricos, em virtude de o número de pontos instrumentados ser reduzido. O critério EMAC reduziu estas hipóteses conduzindo portanto a um critério mais estável para o processo de calibração do modelo. Também foi concluído que para o cálculo da energia de deformação modal relativa (MSE), no cálculo do parâmetro EMAC, o número de *clusters* e respetivos graus de liberdade considerados na divisão da estrutura era eficaz, e que a ponderação dos valores MAC pela energia associada apenas ao *cluster 2* era suficiente, visto que a calibração do modelo ser baseada em modos do tramo 2 da ponte e de caráter global.

De forma a determinar os parâmetros numéricos mais influentes no comportamento dinâmico da ponte foi realizada uma análise de sensibilidade do tipo global com recurso ao programa OptiSLang. Os valores dos parâmetros e respetivos intervalos de variação foram fundamentados na regulamentação em vigor e nos casos omissos recorreu-se à bibliografia da especialidade.

Foram definidos 9 parâmetros do modelo numérico que poderiam ser alvo de otimização: massa volumica do betão (ρ_b), módulo de elasticidade longitudinal do betão (E_b), módulo de elasticidade longitudinal do aço (E_a), módulo de elasticidade do balastro do balastro em 4 zonas do modelo (E_{bal} , $E_{bal,long1}$, $E_{bal,long2}$, $E_{bal,trans}$), rigidez vertical e horizontal dos aparelhos de apoio (K_V e K_L).

A análise de sensibilidade foi realizada através de uma técnica de amostragem estocástica baseada em 500 amostras geradas pelo método do Hipercubo Latino, concluindo-se com base nos coeficientes de correlação Spearman que apenas 6 dos 9 parâmetros selecionados seriam alvo de estudo.

Concluiu-se que os parâmetros que influenciavam de forma mais significativa as respostas eram o módulo de elasticidade do betão (E_b), o módulo de elasticidade do balastro na zona entre meios tabuleiros ($E_{bal,long1}$), o módulo de elasticidade do balastro na zona entre tramos ($E_{bal,trans}$), a massa volúmica do betão (ρ_b), a rigidez vertical dos apoios (K_v) e a rigidez longitudinal dos apoios (K_L). Os restantes parâmetros, visto não influenciarem as respostas, foram excluídos do processo de calibração do modelo numérico.

A calibração do modelo numérico foi realizada com recurso a uma metodologia computacional que incluiu a utilização de três programas: ANSYS, MatLab e OptiSLang.

A otimização envolveu 6 parâmetros numéricos e 6 respostas modais (3 frequências e 3 modos de vibração). O algoritmo genético baseou-se numa população inicial constituída por 30 indivíduos gerada aleatoriamente através do método do Hipercubo Latino. O critério de paragem considerado foi de 150 gerações avaliando-se a solução ótima ao fim de 4500 indivíduos.

De forma a verificar a estabilidade e robustez do algoritmo foram realizadas 4 otimizações (GA1 a GA4) em condições iniciais idênticas, concluindo-se que os resultados foram semelhantes para todas as otimizações, sendo que a otimização mais favorável foi a GA1, com um resíduo total da função objetivo igual a 0,261. Relativamente ao número de gerações (ou critério de paragem) concluiu-se que este era um pouco elevado, podendo ser obtidos os mesmos resultados apenas com a consideração de 100 gerações, ou seja 3000 indivíduos.

Foi também concluído que parâmetros mais sensíveis do modelo numérico tenderam a estabilizar mais rapidamente contrariamente os parâmetros menos sensíveis. Dada a natureza estocástica do algoritmo os resultados demonstraram que os parâmetros mais sensíveis apresentam variações regra geral inferiores a 10%, enquanto os parâmetros menos sensíveis apresentam variações inferiores a 25%.

Concluiu-se que o módulo de elasticidade do balastro na ligação longitudinal ($E_{bal,long1}$) estava muito próximo do valor do limite inferior definido para este parâmetro, demonstrando-se que a ligação longitudinal entre meios tabuleiros estava muito degradada com cerca de 94% do valor inicial.

Concluiu-se que na ligação transversal entre tramos existia alguma degradação localizada nestas zonas da ponte, com valores compreendidos entre 6% a 12%.

Também foi concluído que o módulo de elasticidade do betão (E_b) considerado no modelo inicial era manifestamente superior ao real. Para este facto muito contribuiu a falta de informação do projeto da ponte em relação à classe de resistência do betão dos elementos pré-fabricados. A classe de resistência real da laje pré-fabricada do tabuleiro, inicialmente considerada como C45/55, corresponde após calibração a uma classe C30/37.

No que se refere à rigidez vertical dos aparelhos de apoio (K_v), os valores obtidos não variaram, apresentando todos os casos de otimização o valor de 1047,3 MN/m, correspondendo este valor ao limite máximo admitido para este parâmetro. Concluiu-se que o intervalo superior de variação deste parâmetro poderia ser modificado, no entanto em função do elevado esforço computacional deste tipo de algoritmo optou-se não se modificar o intervalo e avaliar este valor na fase da validação experimental do modelo numérico. Constatou-se assim que o comportamento dos aparelhos de apoio existentes era distinto do previsto inicialmente com um desvio acima 25% acima do valor admitido.

Foi realizada a comparação de resultados antes e após a calibração do modelo numérico ao nível das frequências naturais e modos de vibração. Concluiu-se que a otimização foi muito satisfatória apresentando melhorias face aos resultados iniciais, ainda que nestes últimos os desvios face aos resultados experimentais já se encontravam bastante reduzidos. O erro médio das frequências passou de 2,74% antes da calibração para 1,66% após a calibração, devendo-se essencialmente à redução do erro associado à frequência do modo 3.

De forma a verificar a consistência do modelo calibrado foi avaliado o seu desempenho em relação aos modos de vibração excluídos da otimização, ou seja, os modos 4, 5 e 6. O erro médio das frequências destes modos passou de 4,51% antes da calibração para 2,29% após a calibração, sobretudo devido à redução do erro associado às frequências dos modos 5 e 6. Concluiu-se que os resultados foram muito satisfatórios, revelando uma vez mais a consistência dos resultados obtidos no processo de calibração e que apesar de este não ter incidido nestes modos, o modelo otimizado reproduzia em grande parte esta informação experimental.

No Quadro 8.1 apresenta-se a comparação das frequências e respetivos desvios obtidas por via numérica e por via experimental após a calibração para os modos experimentais 1, 2, 3, 4, 5 e 6.

Quadro 8.1 – Comparação dos resultados obtidos por via numérica após a calibração e experimental.

Modo	$f_{\text{experimental}}$	$f_{\text{numérica}}$	$\Delta f (\%)$	MAC
1	10,22	10,22	0,00	0,869
2	11,09	10,60	4,46	0,927
3	13,49	13,49	0,01	0,987
4	22,27	23,27	4,49	0,874
5	23,24	23,48	1,03	0,891
6	24,58	24,25	1,34	0,897

No capítulo 7 foi descrita a validação experimental do modelo numérico, que consistiu na comparação das respostas dinâmicas obtidas por via experimental e as respostas dinâmicas obtidas a partir do modelo numérico calibrado. As respostas obtidas por via experimental foram resultado de um ensaio dinâmico sob ação do tráfego.

O ensaio dinâmico sob ação do tráfego ferroviário teve como objetivo a avaliação da resposta dinâmica do tramo 2 da ponte na via ascendente em termos de deslocamentos e acelerações. Os deslocamentos foram medidos junto ao apoio e na viga longitudinal do tabuleiro a 1/3 do vão. A medição das acelerações centrou-se na viga longitudinal do tabuleiro localizado a 1/3 do vão.

Foram apresentados os resultados do ensaio sob ação do tráfego para o caso do comboio Alfa Pendular para a velocidade de 156 km/h (AP 156-1 e AP 156-2) e 160 km/h (AP 160), em termos de deslocamentos e acelerações.

Relativamente aos deslocamentos concluiu-se que os resultados experimentais eram muito consistentes, verificando-se uma total concordância entre os valores obtidos para a gama de velocidades registadas. Também foi concluído as respostas em termos de deslocamentos eram dominadas pelo efeito quasi-estático da ação, e que os efeitos dinâmicos eram praticamente os nulos. O efeito quasi-estático estava associado à passagem dos sucessivos grupos de eixos do Alfa Pendular com afastamentos regulares de 25,4 m.

No que se refere às acelerações os resultados não foram tão satisfatórios verificando-se uma grande variabilidade entre os vários resultados para as diferentes velocidades registadas.

Foi realizada uma comparação entre os registos filtrados e não filtrados das acelerações à passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (AP156-1), constatando-se que a não consideração do filtro (passa-baixo a 30 Hz) traduzia-se na amplificação da resposta dinâmica em cerca de 45%.

Concluiu-se que a resposta dinâmica da ponte em termos de acelerações era dominada pelo contributo do 1º modo de torção tramo 2 (modo 2). Constatou-se também o contributo para a resposta, mas em menor grau, do 1º modo de flexão vertical e do 2º modo de torção do tramo 2. Concluiu-se que os desvios entre as frequências dos modos identificados através do ensaio de vibração ambiental e as frequências obtidas através do auto-espectro de acelerações do ensaio sob ação de tráfego, estariam associados à incerteza na estimativa do auto-espectro bem como ao efeito da interação do veículo sobre a ponte, o que conduz a um abaixamento dos valores das frequências do sistema ponte-comboio como resultado do aumento da massa associada ao veículo.

Contatou-se também o contributo de modos associados aos tramos 1 e 3 da ponte como resultado do efeito da continuidade conferido pela via-férrea. Foram também identificados inúmeros picos de frequências superiores a 15 Hz, podendo estes ser justificados pelo contributo de modos da estrutura com frequências mais altas ou ainda devido ao contributo das irregularidades da via ou dos defeitos dos rodados, que provocam a excitação dos eixos e bogies dos veículos.

Foi realizada uma comparação de resultados entre diversas metodologias com o objetivo de estimar os coeficientes de amortecimento associados aos modos experimentais. Concluiu-se que os resultados demonstravam uma grande disparidade entre os valores dos coeficientes de amortecimento, verificando-se que os valores determinados a partir da norma EN 1991-2 (próximos de 2%) encontram-se no intervalo dos valores obtidos pelo método do decremento logarítmico (entre 6% e 7%) e pelo método EFDD (próximos de 1%), sendo estes últimos os mais conservativos. Concluiu-se que os reduzidos valores de amortecimento obtidos pelo método EFDD seriam resultado dos baixos níveis de vibração impostos pelas ações ambientais, e que em virtude do nível de vibração da estrutura sob ação de tráfego ser muito superior ao verificado sob ações ambientais os valores dos coeficientes de amortecimento são superiores.

Na validação experimental, as respostas dinâmicas numéricas foram obtidas com base numa metodologia de cargas móveis realizada através do programa TBI. Para a avaliação da resposta dinâmica da ponte em termos de acelerações foram considerados os contributos dos modos de vibração até 30 Hz, já no que se refere ao caso dos deslocamentos, nas análises dinâmicas apenas foi considerado o contributo dos modos de vibração até 12 Hz.

A validação experimental do modelo calibrado foi realizada em 3 pontos sob o tramo 2 da ponte para a passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h, em consonância com os registos do ensaio sob ação do tráfego.

No que se refere aos deslocamentos, constatou-se que a resposta numérica antes da calibração apresentava uma razoável concordância com os valores obtidos por via experimental em todos os pontos instrumentados.

Na secção junto ao apoio o processo de calibração do modelo permitiu uma melhoria na concordância entre os registos muito satisfatória, passando o valor máximo do deslocamento de 0,234 mm antes da calibração para 0,222 mm após a calibração, passando o erro em relação ao valor experimental de 9,88% para 4,15%. Na secção junto do apoio, conclui-se que a calibração da rigidez vertical dos aparelhos de apoios (K_V) foi muito importante, pois o aumento da rigidez permitiu uma redução da deformabilidade do apoio possibilitando que o registo de deslocamentos se aproximasse do registo experimental.

Na viga do tabuleiro a 1/3 do vão o processo de calibração do modelo permitiu, uma vez mais, uma melhoria na concordância entre os registos, passando o valor máximo do deslocamento de 0,949 mm antes da calibração para 1,053 mm após a calibração, passando o erro em relação ao valor experimental de 9,34% para 0,61%. Concluiu-se que a diminuição dos valores dos parâmetros numéricos ($E_{bal, long1}$), ($E_{bal, trans}$) e (E_b) permitiram a diminuição das frequências de vibração dos modos que contribuem para a resposta dinâmica da ponte, que por consequência permitiram que o registo dos deslocamentos se aproximasse do registo experimental.

No que se refere validação experimental em termos de acelerações, foi realizada uma comparação de resultados através de 3 análises de sensibilidade onde se procurou avaliar a influência do modelo numérico, a influência do amortecimento estrutural e a influência no tipo de metodologia de análise dinâmica, ou seja, considerando ou não o efeito da interação ponte-comboio. Os resultados foram avaliados na secção na viga do tabuleiro a 1/3 do vão para a passagem comboio Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h para os 3 casos.

No que se refere à influência do modelo numérico concluiu-se que o registo numérico após a calibração mostrava uma concordância algo deficiente com o registo experimental, no entanto mais próxima do registo experimental em comparação com o registo antes da calibração. Conclui-se que em termos de valores máximos da resposta que erro inicial de 15,32% passou para apenas 3,58% após a calibração do modelo, o que demonstrou uma melhoria do comportamento do modelo no que respeita aos máximos registados.

Relativamente à influência do amortecimento verificou-se que o comportamento dinâmico da ponte é extremamente influenciado pelo amortecimento, observando-se uma amplificação dinâmica da resposta em acelerações com a diminuição do amortecimento estrutural. Concluiu-se que os valores do amortecimento estimados através do método do decremento logarítmico eram os que conduziam a uma resposta dinâmica mais próxima da experimental bem como os respetivos valores máximos da aceleração, comparativamente aos valores do amortecimento estimados através do método EFDD e da norma EN 1991-2.

Por último no que respeita à influência do tipo de metodologia de análise dinâmica (com ou sem interação) concluiu-se que a resposta numérica com interação é a que se mais aproxima dos valores experimentais. O erro avaliado através da metodologia sem interação, com o valor de 3,58% (desvio de $0,011 \text{ m/s}^2$), aproximou-se um pouco mais do valor experimental através da consideração da interação ponte-comboio na resposta da estrutura, apresentando um erro final de 3,09% (desvio de $0,010 \text{ m/s}^2$).

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No decorrer deste trabalho surgiram diversos assuntos e conclusões relativas ao comportamento dinâmico da ponte ferroviária de Antuã que mereciam ser alvo de investigações futuras.

Neste contexto, apresentam-se alguns aspetos que se considera relevantes para possíveis desenvolvimentos futuros:

- i) No que respeita à modelação numérica, um aspeto que poderia ser melhorado seria a modelação do aterro adjacente ao tramo 1 e o tramo 4 da ponte, confrontando assim os resultados obtidos neste estudo com os de um modelo numérico mais realista do ponto de vista global.
- ii) Relativamente à identificação dos parâmetros modais da ponte, seria importante validar os resultados obtidos comparando o método EFDD com um método de identificação modal estocástica no domínio do tempo, por exemplo o método dos sub-espacos (SSI-DATA) baseado em séries temporais.
- iii) No que se refere à calibração experimental, seria interessante a realização da calibração do modelo numérico através de outros algoritmos matemáticos, por exemplo o método baseado em gradientes ou o método da superfície de resposta, também presentes no programa OptiSLang (2008). Outro aspeto que poderia ser explorado seria tirar partido das funcionalidades do programa MatLab no que respeita aos algoritmos genéticos, realizando-se para isso uma metodologia computacional que excluísse o programa OptiSLang do processo de calibração e incluísse apenas os programas MatLab e ANSYS.
- iv) A calibração do modelo numérico baseou-se em parâmetros modais, no entanto os ensaios sob ação do tráfego permitem a obtenção de um conjunto de respostas em termos de deslocamentos e acelerações que poderiam ser englobados no processo de otimização. Esta nova abordagem incluiria na função objetivo não só os parâmetros modais mas também as respostas da estrutura, aumentando a complexidade do problema de otimização.
- v) Ainda relativamente á calibração experimental, alguns dos parâmetros otimizados deveriam ser alvo de particular investigação, confrontando os resultados obtidos através da calibração com os resultados de novos ensaios experimentais. Poderia ser relevante a determinação da rigidez vertical dos aparelhos de apoio com recurso a ensaios de carga, e a estimativa da classe de resistência do betão do tabuleiro da laje pré-fabricada com base em técnicas não destrutivas como por exemplo ensaios ultra-sónicos.
- vi) No que se refere à validação experimental em termos de acelerações seria interessante incluir nas análises dinâmicas com interação as irregularidades da via. A medição das irregularidades poderia ser realizada através de um veículo de inspeção de via da REFER complementada com um nivelamento geométrico de precisão.
- vii) Por último, seria de grande interesse realizar as verificações regulamentares no que se refere ao comportamento dinâmico da ponte de Antuã sob ação do tráfego de alta velocidade, contemplando para isso a interação entre o comboio e a estrutura. Estas verificações passariam pela análise das respostas dinâmicas do ponto de vista da segurança estrutural (amplificações dinâmicas e fadiga), da segurança da via e do conforto dos passageiros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Allemang, R. and Brown, D. (1982) - *A correlation coefficient for modal vector analysis*. In: International Modal Analysis Conference. Orlando, USA.

Allemang, R. (2003) - *The modal assurance criterion (MAC) - twenty years of use and abuse*. Journal of Sound and Vibration. Volume 37 (8), p.14-21.

Almeida, P. (2008) - *Comportamento dinâmico de uma ponte de arco existente para tráfego ferroviário de alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

ANSYS (2009a) – *ANSYS Parametric Design Language Guide*. ANSYS, Inc., Release 12.0.

ANSYS (2009b) – *ANSYS Command Reference*. ANSYS, Inc., Release 12.0.

ANSYS (2009c) – *ANSYS Element Reference*. ANSYS, Inc., Release 12.0.

ANSYS (2009d) – *ANSYS Modeling and Meshing Guide*. ANSYS, Inc., Release 12.1.

Arbed (2011) - Tabelas técnicas.

Arêde, A. e Delgado, R. (2011) - *Dinâmica de Estruturas*. Apontamentos teóricos e práticos da disciplina de Dinâmica de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

B

Barbero, J. (2001) – *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Bonifácio, C. (2012) - *Comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária de pequeno vão para tráfego de alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Bendat, J., Piersol, A. (1980) - *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis*, John Wiley & Sons, USA.

Brehm, M., V. Zabel, C. Bucher, D. Ribeiro (2009) - *An automatic mode selection strategy for model updating using the modal assurance criterion and modal strain energies*. 18th International Conference on the Application of Computer Science and Mathematics in Architecture and Civil Engineering. Weimar, Germany.

Brehm, M., Zabel, V. e Bucher, C. (2010) - *An automatic mode pairing strategy using an Enhanced modal assurance criterion based on modal strain energies*. Journal of Sound and Vibration. Volume 329, p.5375-5392.

Brincker, R., Ventura, C., e Andersen, P. (2001a) - *Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition*. 19th International Modal Analysis Conference (IMAC), p.698-703.

Brincker, R., Zhang, L., e Andersen, P. (2001b) - *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition*. Smart Materials and Structures. Volume 10, p.441-445.

C

Caetano, E. (1992) - *Identificação Experimental de Parâmetros Dinâmicos em Sistemas Estruturais*, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Caetano E., Magalhães, F., e Cunha, A. (2010) - *Novas perspetivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas*. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões. Volume 18, p.23-34.

Calçada, R. (1995) – *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Calçada, R. e Delgado, R. (2003) – *Análise dinâmica da ponte sobre o rio Antuã sob acção do tráfego ferroviário*, 4º Encontro de Construção Metálica e Mista, IST. Lisboa.

Calçada, R. e Delgado, R. (2007) - *Considerações sobre estados limites de vibração em pontes ferroviárias em linhas de alta velocidade*. Jornadas Técnicas Ingeniería para Alta Velocidad. Veinte Años de Experiencia. Espanha.

Cantieni, R., Brehm, M., Zabel, V., Rauert, T. e Hoffmeister, B. (2008) - *Ambient Testing and Model Updating of a Bridge for High-Speed Trains*. In: IMAC-XXVI Conference on Structural Dynamics. Orlando, USA.

Carvalho, M. (2011) - *Comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária de pequeno vão para tráfego de alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Chopra, A. (2006) – *Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 3rd edition. Pearson: Prentice Hall.

Clough, R. and Penzien, J. (2003) – *Dynamics of Structures*, 3rd edition. New York: McGraw-Hill.

Cooley, J. W.; Tukey, J. W. (1965) - *An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series*, Mathematics of Computation, 19(90), 297-301.

Correia, M. (2003) - *Algoritmos genéticos*. Revista dosalgarves. p36-43.

Costa, C. (2002) - *Análise do comportamento da ponte da Lagoncinha sob a acção do tráfego rodoviário*, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

D

De Roeck, G. (2010) - *Exploring the limits and extending the borders of structural health monitoring*. VIADINTEL. Madrid, Spain.

Dieleman, L. e Fournol, A. (2003) - *Dynamic behaviour of the short railway bridges*. In: IABSE - Structures for high-speed railway transportation. Antwerp, Belgium.

E

EN 1990-A2 (2005) – *Basis of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1991-1-1 (2009) - *Eurocódigo 1: Ações em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Comité Europeu de Normalização CEN). Bruxelas, Bélgica.

EN 1991-2 (2003) – *Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1992-1-1 (2010) - *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras Gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização CEN). Bruxelas, Bélgica.

EN 1993-1-1 (2010) - *Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização CEN). Bruxelas, Bélgica.

EN 13674-1 (2011) - *Railway applications - Track - Rail - Part 1: Vignole railway rails 46 kg/m and above*. Commiittee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

ERRI D214/RP2 (1999)- *Rail bridges for speeds > 200 km/h. Recommendations for calculation of bridge deck stiffness*. European Rail Research Institute (ERRI). Utrecht, Netherlands.

ERRI D214/RP5 (1999) - *Railway bridges for speeds > 200 km/h. Numerical investigation of the effect of track irregularities at bridge resonance*. European Rail Research Institute (ERRI). Utrecht, Netherlands.

ERRI D214/RP6 (1999) - *Railway bridges for speeds > 200 km/h. Calculations for bridges with simply-supported beams during the passage of a train*. European Rail Research Institute (ERRI). Utrecht, Netherlands.

ERRI D214/RP9 (1999) - *Railway bridges for speeds >200 km/h. Final Report*. European Rail Research Institute (ERRI). Utrecht, Netherlands.

Ewins, D. (1984) - *Modal Testing: Theory and Practice*. John Willey & Sons, London, 1984.

Ewins, D. (2000) - Modal validation: correlation for updating. *Sādhanā*,. Volume 25 (3), p.221-234.

F

Friswell, M. e Mottershead, J.E. (1995) - *Finite Element Model Updating in Structural Dynamics*. Kluwer Academic Publishers.

Fryba, L. (1996) - *Dynamics of Railway Bridges*. Thomas Telford, Prague.

Furtado, F. (2013) - *Análise de fadiga de uma ponte ferroviária com tabuleiro misto sob ação do tráfego de mercadorias*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto. Porto, Portugal.

H

Hanson, D. (2006) - *Operational modal analysis and model updating with a cyclostationary input*. Doctoral Thesis, School of Mechanical and Manufacturing Engineering, University of New South Wales. Australia.

Horas, C. (2011) - *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

I

IAPFJ (2003) - *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte. Madrid, Spain.

IEVA (2014) - Relatório Final do Grupo de Trabalho para as Infraestruturas de Elevado Valor Acrescentado. site: http://www.jornaldenegocios.pt/empresas/detalhe/o_relatorio_que_recomenda_30_projectos_prioritarios_nas_infraestruturas_ate_2020.html, consultado em Maio de 2014.

J

JCSS (2001) - *Probabilistic model code. Part2: load models*. JCSS - Joint Committee on Structural Safety.

K

Knothe, K. e Wu, Y. (1998) - *Receptance behaviour of railway track and subgrade*. Archive of Applied Mechanics. Volume 68, p.457-470.

L

Laurence, D. (1997) – *Handbook of genetic algorithmics*. International Thomson Computer Press, ISBN 1-85032-825-0.

Liu, K., Reynders, E., De Roeck, G. e Lombaert, G. (2009) - *Experimental and numerical analysis of a composite bridge for high-speed trains*. Journal of Sound and Vibration. Volume 320, p.201–220.

Lopes, V. (2009) - *Identificação mecânica e avaliação do comportamento sísmico de chaminés em alvenaria*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Lou, P. (2007) - *Finite element analysis for train-track-bridge interaction system*. Arch Appl Mech. Volume 77, p.707–728.

M

Magalhães, F. (2003) - *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Magalhães, F., Caetano, E., e Cunha, A. (2004) - *Desenvolvimento de software em matlab para identificação modal de pontes sob ações ambientais*. SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. p.757-766.

Malveiro, J., Ribeiro D., Calçada R. (2011) - *Dynamic monitoring of a railway viaduct with precast deck*. EVACES'11. Varenna, Itália.

Malveiro, J., Ribeiro D., Calçada R. (2012) - *Updating and validation of the dynamic model of a rail viaduct with precast deck*. 15th International Conference on Experimental Mechanics (ICEM15). Porto, Portugal

Malveiro, J., Ribeiro D., Calçada R., Delgado R. (2013) - *Finite element model updating and validation of a rail viaduct based on experimental tests*. 5th International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC'13). Guimarães, Portugal.

Meixedo, A. (2012) - *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Mendes, P. e Oliveira, S. (2008) - *Análise Dinâmica de Estruturas: Utilização Integrada De Modelos De Identificação Modal e Modelos de Elementos Finitos*. LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.

Mitchell, M. (1996) - *An Introduction to Genetic Algorithms*, MIT Press. Cambridge, England.

Museros, P., Romero M., Poy A., Alarcón E. (2002) - *Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines*. Computers & structures 80: p.2121-2132.

N.

Neves, S. (2008) - *Análise dinâmica com interação veículo-estrutura em vias de alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Neves, M. (2010) - *Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade: efeito da via balastrada*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.

O

OptiSLang (2008) - OptiSLang – *The Optimizing Structural Language*, Methodology Manual Version 3.0. Dynardo GmbH. Weimar, Germany.

OE (2010), Ordem dos Engenheiros - Apresentação: *Alta Velocidade-Portugal mais próximo - RAVE*. Site: <http://www.ordemengenheiros.pt/pt/centro-de-informacao/dossiers/geral/o-projecto-de-alta-velocidade-em-portugal/>, consultado em Março de 2014.

P

Pimentel, R. (2008) - *Caracterização do tráfego ferroviário e dos seus efeitos em pontes de pequeno vão*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

R

Rauert, T., Bigelow, H., Hoffmeister, B. e Feldmann, M. (2010) - *On the prediction of the interaction effect caused by continuous ballast on filler beam railway bridges by experimentally supported numerical studies*. Engineering Structures. Volume 32, p.3981–3988.

Reis, C. (2013) - *Algoritmos Genéticos, Computação Evolucionária*, Apontamentos teóricos e práticos da disciplina de Algoritmos Genéticos, Departamento de Engenharia Eletrotécnica, Instituto de Engenharia do Porto. Porto, Portugal.

Ribeiro, D. (2004) – *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Ribeiro, D. (2012) - *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental*. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Ribeiro, D., Calçada R., Delgado R. (2012) - *Calibração do modelo numérico da ponte ferroviária de São Lourenço com base em parâmetros modais*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Série II (Número 12):45-57.

Rigueiro, M. (2007) - *Avaliação dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias de alta velocidade de pequeno e médio vão*. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra, Portugal.

Rodrigues, J. (2004) - *Identificação modal estocástica: métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

T

Toolbox (2013) - *The Engineering Toolbox*. site: www.engineeringtoolbox.com/young-modulusd_417.html, consultado em Março de 2013.

TSI (2002) - *Technical specification for interoperability*. Official Journal of the European Communities.

U

UIC (2003) - site: <http://www.uic.org/spip.php?article573>, consultado em Março de 2014.

UIC G776 (2007) - *Guidelines for railway bridges dynamic measurements and calculations*. ETF - Railway Technical Publications. Paris, France.

UIC 719-R (2008) - *Earthworks and track bed for railway lines*. International Union of Railways, Paris, France.

W

Will, J., Möller, J. e Bauer, E. (2004) - *Robustness evaluations of the NVH comfort using full vehicle models by means of stochastic analysis*. In: VDI Congress Berechnung und Simulation im Fahrzeugbau. VDI-Berichte 1846, p.505-525.

Wisniewski, D. (2007) - *Safety formats for the assessment of concrete bridges*. Doctoral thesis, Department of Civil Engineering, University of Minho. Guimarães, Portugal.

X

XIX Cimeira Luso-Espanhola, Memorando de Entendimento, Figueira da Foz, Portugal, 2003.

XXI Cimeira Luso-Espanhola, Memorando de Entendimento, Évora, Portugal, 2005.

Xia, H., De Roeck, G., Zhang, N. e Maeck, J. (2003) - *Experimental analysis of a high-speed railway bridge under Thalys trains*. Journal of Sound and Vibration. Volume 268, p.103-113.

Xia, H. e Zhang, N. (2005) - *Dynamic analysis of railway bridge under high-speed trains*. Computers and Structures, 2005. Volume 83, p.1891-1901.

Y

Yang, Y., Yau, J. e Wu, Y. (2004) - *Vehicle-bridge interaction dynamics. With applications to highspeed railways*. World Scientific Publishing.

Z

Zabel, V. e Brehm, M. (2008) - *System identification of high-speed railway bridges*. In: Weimar Optimization and Stochastic Days 5.0, Dynardo GmbH. Weimar, Germany.

Zabel, V. e Brehm, M. (2009b) - *Stochastic model updating methods*. In: IMAC XXVII. Orlando, USA.

ANEXO I
SOFTWARE ANSYS E ELEMENTOS FINITOS USADOS
NA MODELAÇÃO NUMÉRICA

SOFTWARE ANSYS E ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO

O programa ANSYS (12.0) é composto por um conjunto de sistemas computacionais cujo procedimento de análise e cálculo fundamenta-se no Método dos Elementos Finitos, apresentando-se este programa como um dos mais completos e utilizados a nível mundial. Atualmente o programa ANSYS é utilizado em diversas áreas da engenharia, seja em análises estruturais, tensões, campos eletromagnéticos, transmissão de calor, mecânica dos solos, escoamento de fluídos, acústica e biomecânica.

A partir da linguagem de programação Fortran, o ANSYS utiliza uma linguagem de programação própria designada por APDL - “*ANSYS Parametric Design Language*” onde através da qual é possível automatizar todo o processo na criação de modelos numéricos. Uma das suas grandes vantagens prende-se pela possibilidade de recorrer a variáveis paramétricas de fácil alteração, revelando-se como uma grande utilidade na fase de calibração experimental do modelo numérico (Capítulo 6).

Os procedimentos para a utilização do programa são definidos em três etapas distintas conforme se descreve seguidamente:

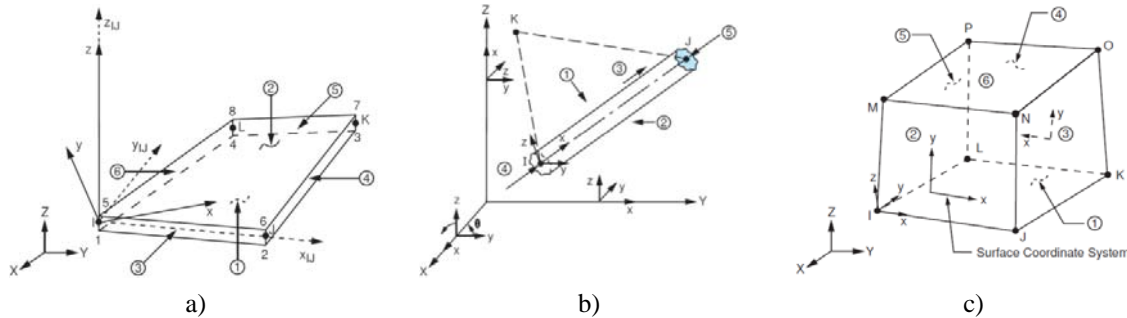
- 1º Etapa, “*Preprocessor*” - modelação da estrutura, definição dos vários tipos de elementos: viga, casca, volume e etc., definição da geometria de cada elemento, atribuição das respetivas características mecânicas e especificação das propriedades dos diferentes tipos de materiais.
- 2º Etapa, “*Solution*” – definição de ações atuantes na estrutura, definição das condições fronteira e tipo de análise pretendida.
- 3º Etapa, “*Postprocessor*” – apresentação de resultados.

A biblioteca do programa ANSYS (12.0) dispõe de cerca de 200 formulações diferentes de elementos finitos, cada tipo de elemento é identificado pelo seu nome, como por exemplo no caso do elemento finito BEAM44 que representa o grupo de elementos BEAM com o número de identificação 44, sendo este último função das características do tipo de elemento finito.

Seguidamente são descritos os elementos finitos utilizados no modelo numérico da ponte:

- i) SHELL63 - Elemento finito genérico do tipo casca com quatro nós, cada nó possui seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação). Capacidade de flexão e membrana.
- ii) BEAM44 - Elemento finito genérico do tipo viga tridimensional com dois nós, cada nó possui seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação). Capacidade de compressão, tração flexão e torção.
- iii) SOLID45 - Elemento finito genérico do tipo volume de deformação linear de oito nós, tendo cada nó três graus de liberdade de translação.
- iv) MPC184 - Elemento finito específico do programa, com capacidade de compatibilizar graus de liberdade (translações e rotações). No presente estudo utilizou-se a opção interna de “Rigid Beam” (KEYPOT(1)=1), garantindo a compatibilização graus de liberdade (translações e rotações) através de uma ligação rígida. As características deste elemento finito admitem a consideração de massa, contudo foi atribuído um material de massa nula visto que a sua finalidade residiu apenas na ligação entre elementos.

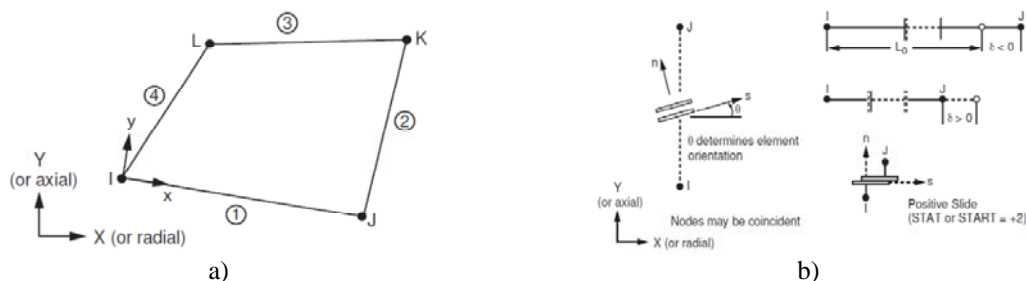
- v) COMBIN14 - Elemento finito genérico do tipo mola com comportamento linear de dois nós, cada nó possui três graus de liberdade de translação. Este elemento não admite massa e tem a capacidade da introdução de uma rigidez e um amortecimento entre os dois nós do elemento.
- vi) MASS21 - Elemento finito do tipo massa de um nó com seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação). Através da opção interna (KEYPOT(3)=2) foram impedidas as rotações nestes elementos de massa pontual.



Exemplos dos elementos finitos utilizados no modelo numérico da ponte: a) SHELL63; b) BEAM44; c) SOLID45. (adaptado de ANSYS (2009c))

Com a finalidade de reproduzir o comportamento o mais próximo da realidade, os aparelhos de apoio foram modelados através de um conjunto de molas. Para a determinação da rigidez vertical atribuída às molas do modelo numérico da ponte foram construídos dois modelos numéricos planos em condições de axissimetria, para os dois tipos de aparelhos de apoio existentes. Descreve-se seguidamente os elementos finitos utilizados na sua modelação:

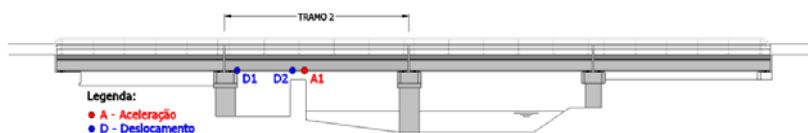
- i) PLANE42 - Elemento finito genérico quadrangular de deformação linear com quatro nós, com dois graus de liberdade de translação em cada um dos nós;
- ii) CONTACT12 - Elemento finito específico do programa com dois nós, cada nó possui dois graus de liberdade de translação. Este elemento finito simula o atrito existente entre duas superfícies de contacto, e tem apenas capacidade de resistência á compressão na direção normal (n) e resistência ao corte na direção tangencial (s), desenvolvida por atrito e definida pela lei de Coulomb. Para a modelação deste elemento é necessário definir, para além dos nós e do ângulo da interface, os dois valores de rigidez (KN e KS), a distância inicial entre as superfícies do contacto e o coeficiente de atrito (μ) entre as duas superfícies.



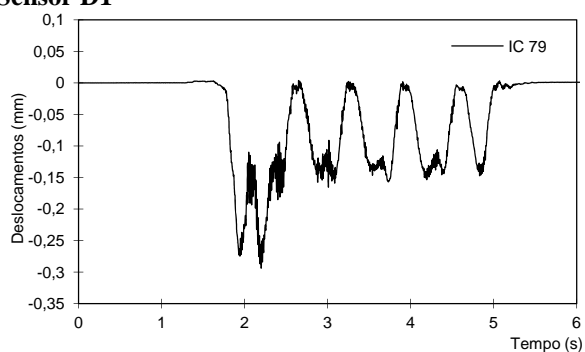
Elementos finitos utilizados nos modelos numéricos dos aparelhos de apoio: a) PLANE42; b) CONTACT12. (adaptado ANSYS 2009c)

ANEXO II
ENSAIO SOB AÇÃO DE TRÁGEGO FERROVIÁRIO
- REGISTOS -

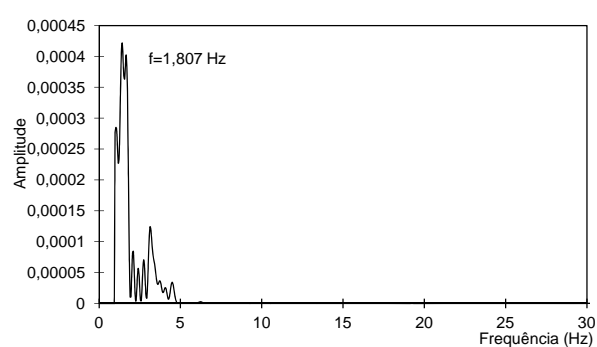
Comboio: Intercidades
Ficheiro: Antua 11.lvm
Setup 2, 14:10h
Velocidade: 79 km/h
IC 79



Sensor D1

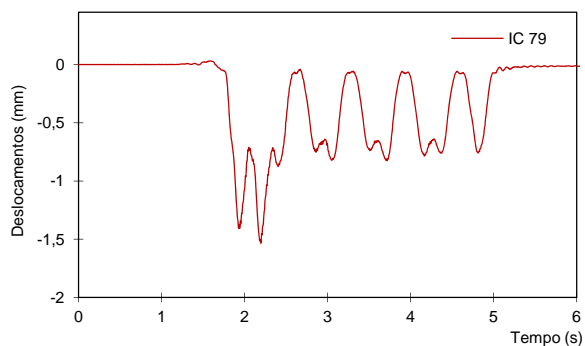


a) Registos de deslocamentos

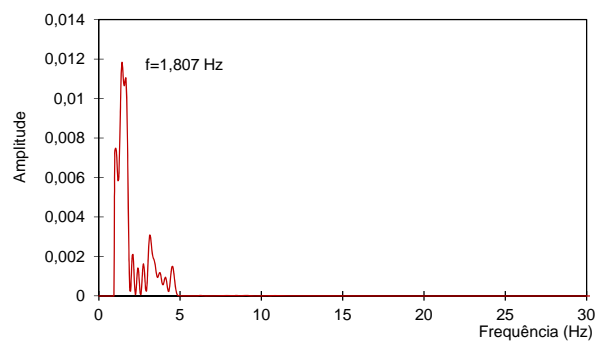


b) Auto-espectro

Sensor D2

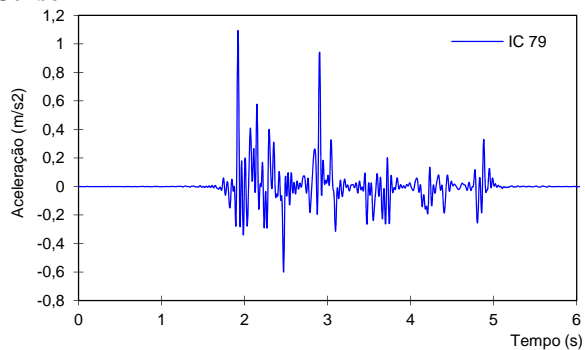


a) Registos de deslocamentos

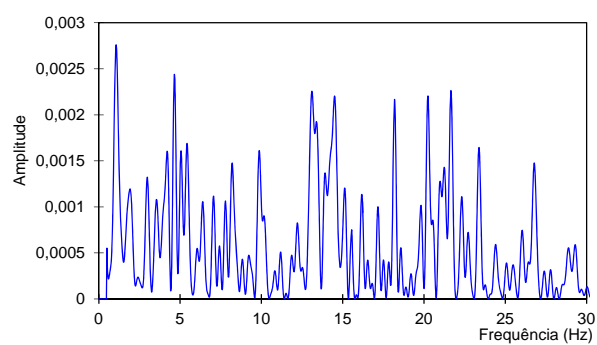


b) Auto-espectro

Sensor A1

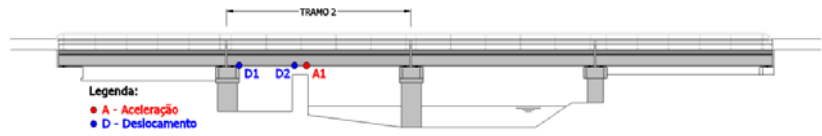


a) Registos de acelerações

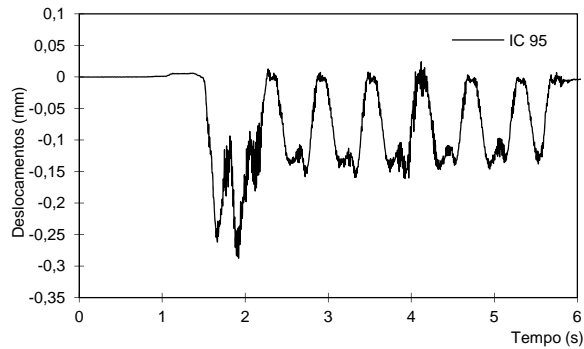


b) Auto-espectro

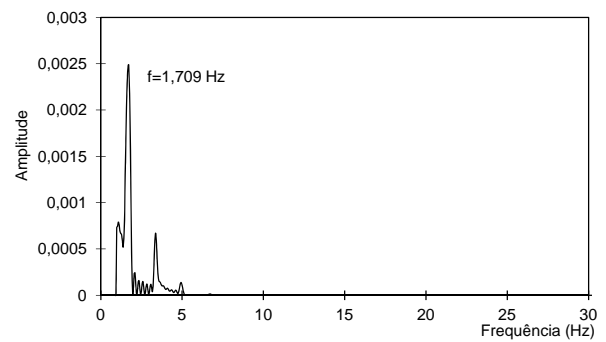
Comboio: Intercidades
Ficheiro: Antua 25.lvm
Setup 4, 18:15h
Velocidade: 95 km/h
IC 95



Sensor D1

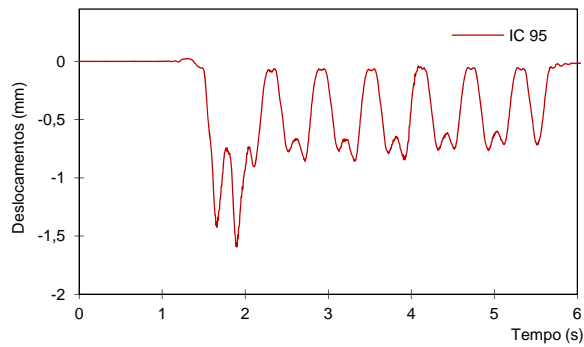


a) Registos de deslocamentos

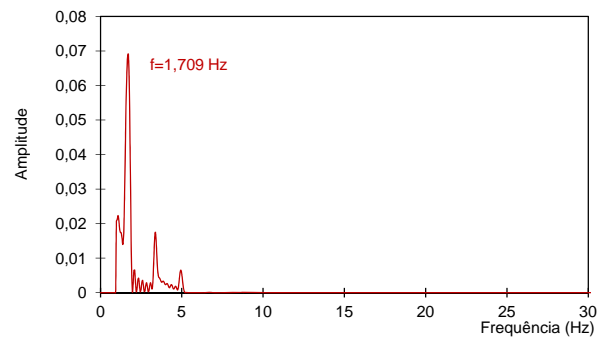


b) Auto-espectro

Sensor D2

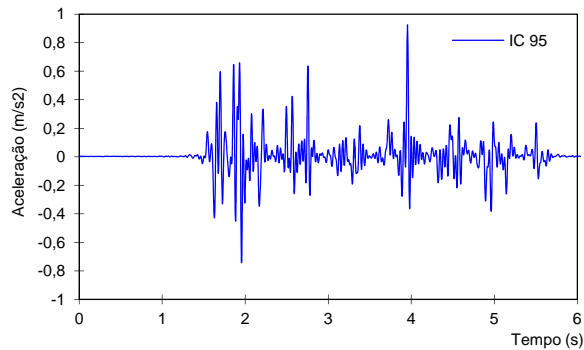


a) Registos de deslocamentos

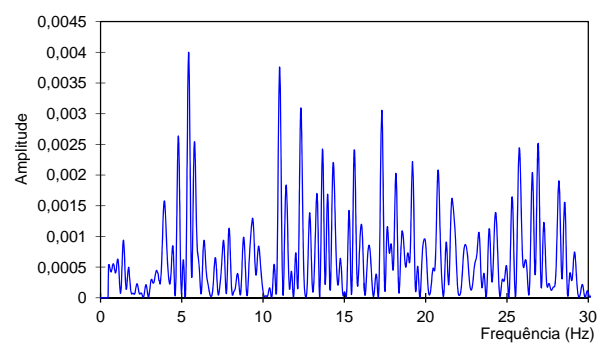


b) Auto-espectro

Sensor A1

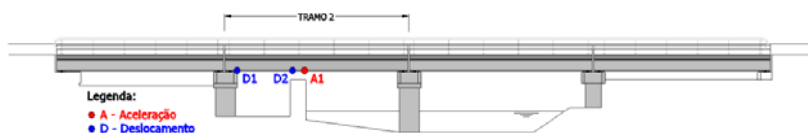


a) Registos de acelerações

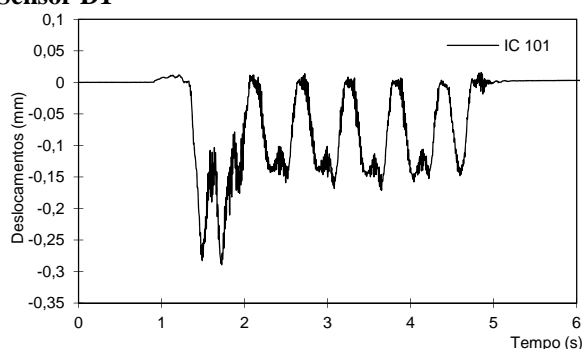


b) Auto-espectro

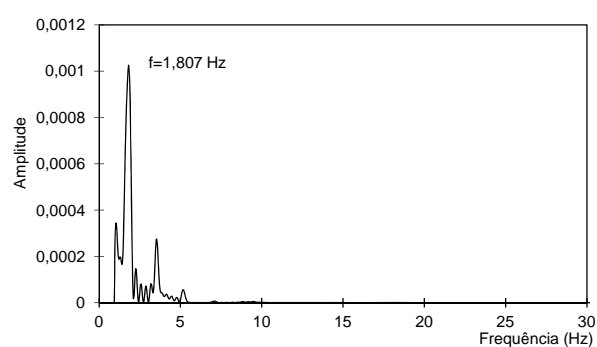
Comboio: Intercidades
Ficheiro: Antua 3.lvm
Setup 1, 12:10h
Velocidade: 101 km/h
IC 101



Sensor D1

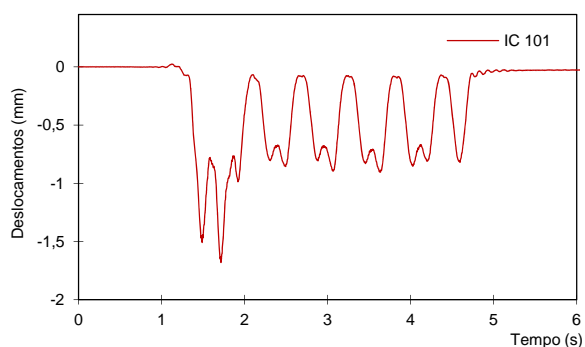


a) Registos de deslocamentos

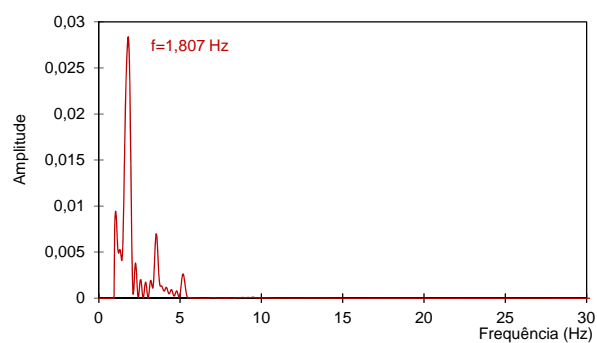


b) Auto-espectro

Sensor D2

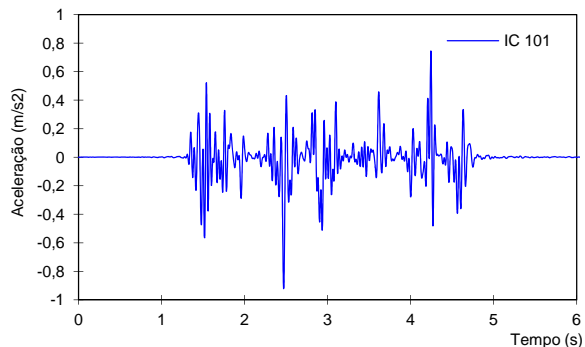


a) Registos de deslocamentos

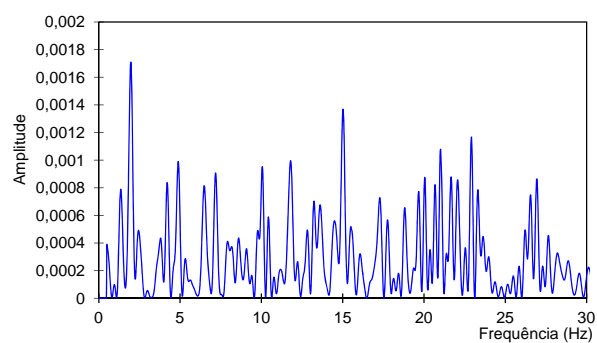


b) Auto-espectro

Sensor A1

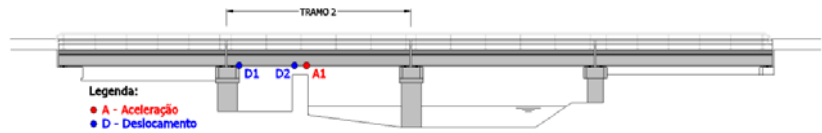


a) Registos de acelerações

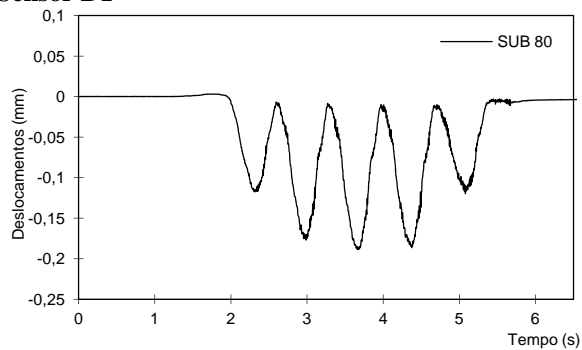


b) Auto-espectro

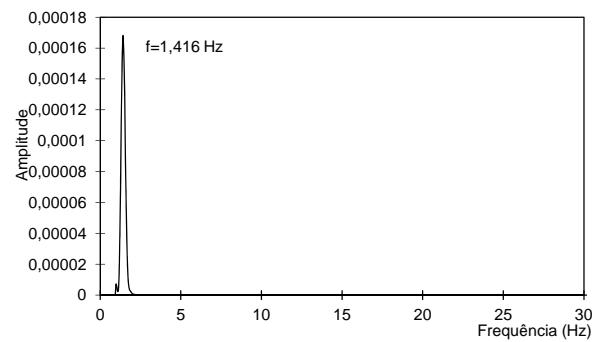
Comboio: Suburbano
Ficheiro: Antua 21.lvm
Setup 4, 16:55h
Velocidade: 80 km/h
SUB 80



Sensor D1

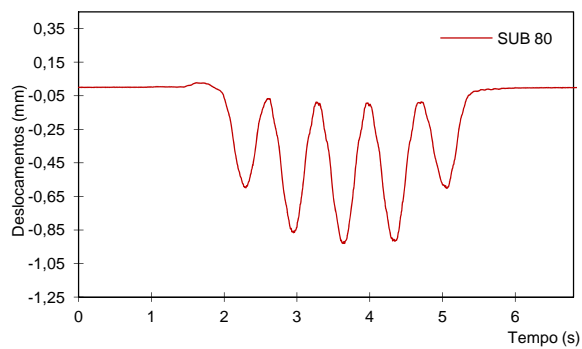


a) Registos de deslocamentos

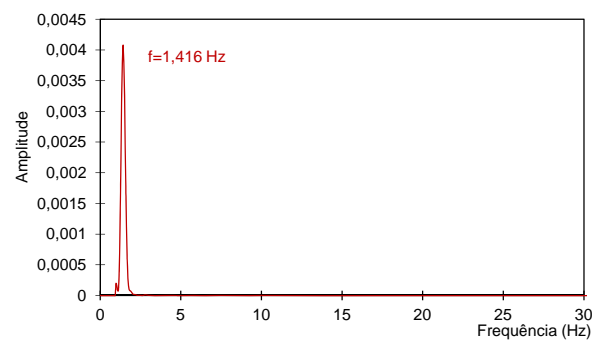


b) Auto-espectro

Sensor D2

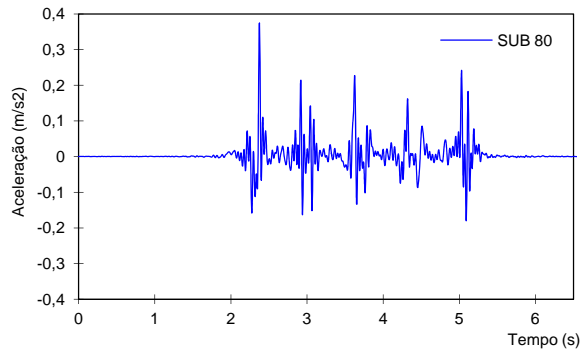


a) Registos de deslocamentos

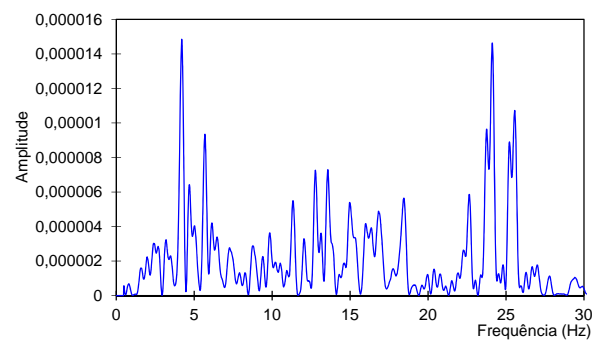


b) Auto-espectro

Sensor A1

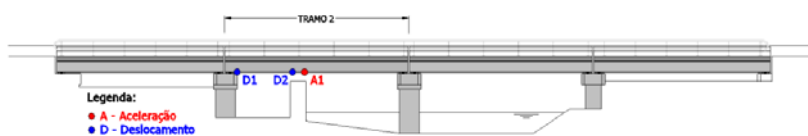


a) Registos de acelerações

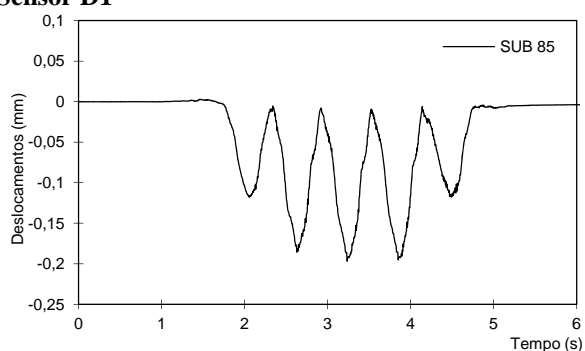


b) Auto-espectro

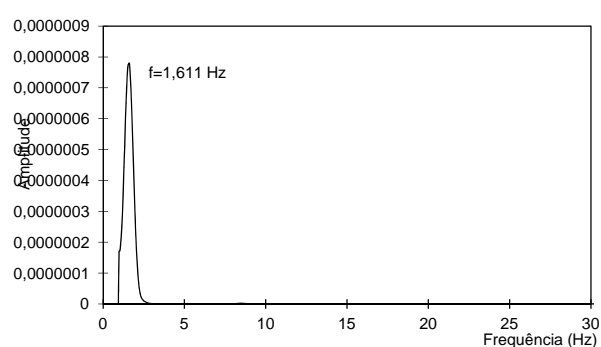
Comboio: Suburbano
Ficheiro: Antua 6.lvm
Setup 1, 12:30h
Velocidade: 85 km/h
SUB 85



Sensor D1

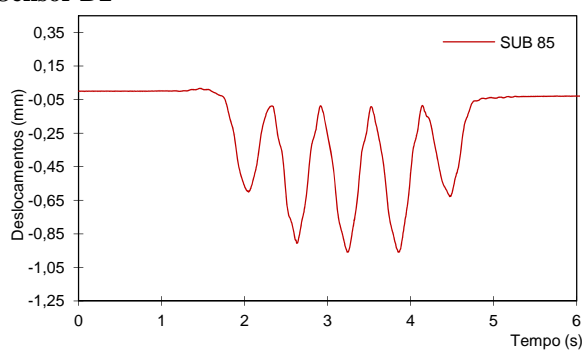


a) Registos de deslocamentos

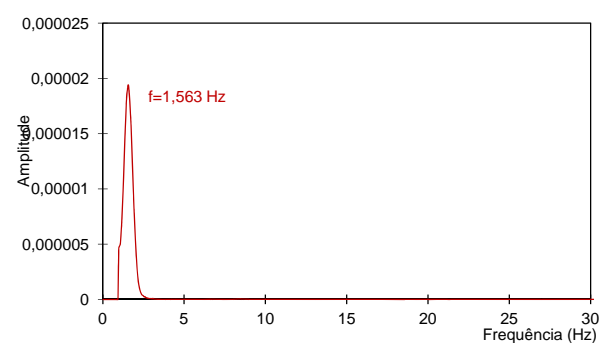


b) Auto-espectro

Sensor D2

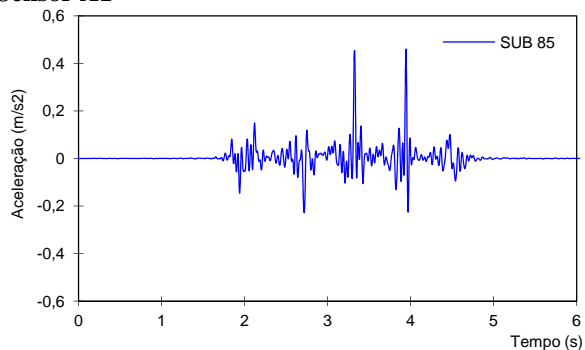


a) Registos de deslocamentos

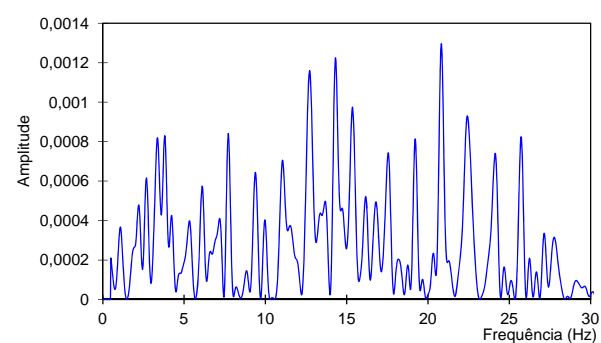


b) Auto-espectro

Sensor A1

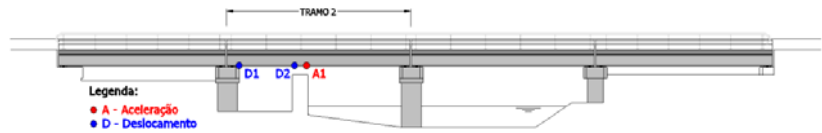


a) Registos de acelerações

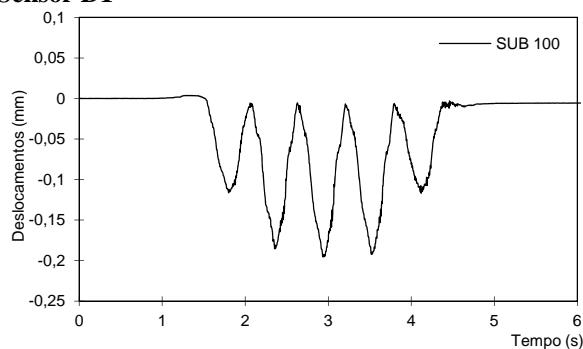


b) Auto-espectro

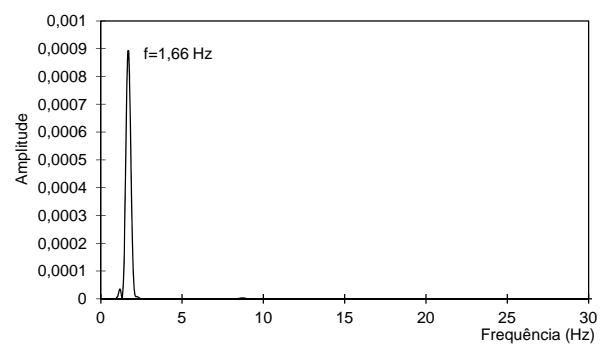
Comboio: Suburbano
Ficheiro: Antua 24.lvm
Setup 4, 17:55h
Velocidade: 100 km/h
SUB 100



Sensor D1

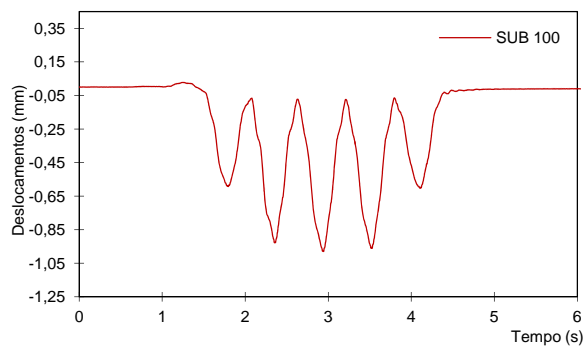


a) Registos de deslocamentos

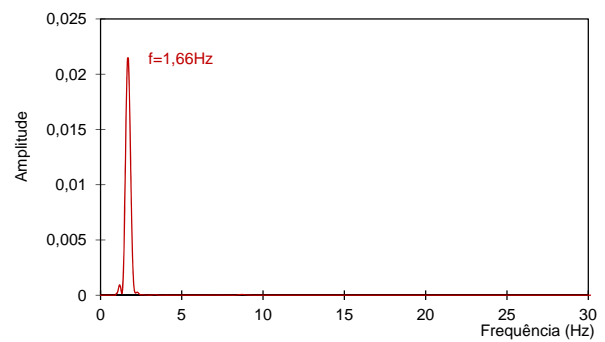


b) Auto-espectro

Sensor D2

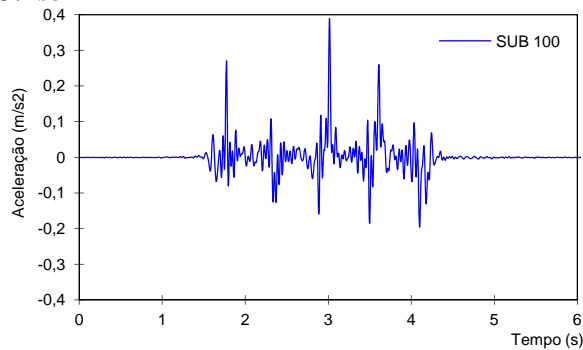


a) Registos de deslocamentos

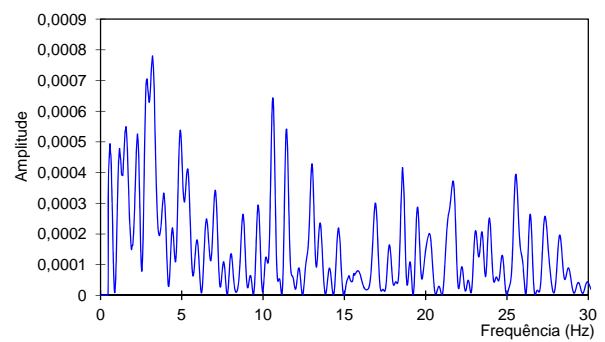


b) Auto-espectro

Sensor A1



a) Registos de acelerações



b) Auto-espectro